

Ecole Mohammadia d'Ingénieurs

2017-2018

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

Département Génie Civil

Option : BPC

Construction et Réaménagement du siège d'Addoha :

Etude Conceptuelle et Technique

Réalisé par

EL ALAMI Sophia		ABOUABDILLAH Zineb

Soutenance prévue le 08 juin 2018 devant le jury composé de :

Encadrant(s) à l'EMI : Pr. N. LAMDOUAR (Présidente)

Pr. S. AMGAAD

Pr. O. HNIAD

Pr. H. MLY ABDELALI

Encadrant à l'organisme : M. M.KHELLA

Dédicaces

A l'âme de ma grand-mère… éteinte avant d'assister à cet incontournable jour ;
A mon cher grand père…ayant toujours garni mes chemins de force et de lumière et prier pour mon succès. Sois fier de moi ; ta petite-fille a intégré l'Ecole de tes rêves et est devenue ingénieure.
Puisse Dieu vous accueillir dans son infinie Miséricorde.

A la plus belle Perle du monde…ma tendre mère
Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.
A celui qui a tout donné … mon très cher père,
Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.
A ma petite sœur et son amie Mariam
Ma chère Ghita. Tu m'es la sœur et l'amie. Merci pour votre soutien et vos encouragements. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A Toute la famille… pour l'amour et le respect qui m'ont accordé
A mon binôme… pour les souvenirs de joie que nous avons gardés.
A mes intimes : Oumaima,Meryem,Ghita, Farah et Monsef pour les moments de joie et de tristesse que nous avons tracés ensemble. Sachez que notre amitié est sacrée et le restera à vie **A tous mes amis**… En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs ancrés dans nos mémoires, je vous dédie ce travail et vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.



A ma très chère mère, Souad TAHIRI

Affable, honorable et aimable. Tu incarnes l'abnégation et la tendresse par excellence. Je te remercie de m'avoir toujours épaulée et soutenue, et d'avoir partagé tant de moments de complicité. Aucun mot ne saurait exprimer la profondeur de mon amour et mon attachement. Je t'offre ce modeste travail en guise de reconnaissance et de gratitude pour tous les efforts consentis pour mon éducation et pour l'être que je suis devenue aujourd'hui. Puisse Dieu tout-puissant, te préserver, t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon très cher père, Mly Driss EL ALAMI

Qui n'a épargné ni temps ni effort pour faire de moi ce que je suis aujourd'hui. Je ne saurais exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai pour toi. Je te remercie d'être la source intarissable de ma force et ma motivation. Tu représentes l'exemple de sagesse qui m'a toujours inspirée. Je t'offre ce modeste travail en espérant être à la hauteur de tes espérances.

Puisse Dieu tout-puissant, te préserver, t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon cher frère, Réda EL ALAMI

Tes conseils et tes encouragements m'ont été d'une aide précieuse. Les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour toi. Je t'offre ce modeste travail en guise de remerciement pour tous les moments de joie et complicité. Je te souhaite une vie pleine de bonheur et de succès.

A ma chère sœur Jihane, son mari Kofler et mon petit neveu Ellis

En témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous. Malgré la distance, vous êtes toujours dans mon cœur. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A la mémoire de mes grand-mères, Lalla Ghita EL MGHARI et Hajja Fatna ZOUANAT

Qui m'avaient accompagnée par leurs prières et leur douceur. J'aurais tant aimé que vous soyez présentes parmi nous. J'espère cueillir vos bénédictions interminables.

Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde et vous accueille dans son éternel paradis.

A l'ensemble de la famille EL ALAMI et TAHIRI

Je vous remercie pour votre confiance en moi, vos prières et vos encouragements.

A Riad HARIRI, Rhita BAHRI, Kholoud ECH-CHAMIKH et mon binôme Zineb

Je vous remercie pour vos encouragements et votre présence à mes côtés. Je vous souhaite une belle carrière, une bonne santé et une longue et heureuse vie. Je vous dédie ce travail, en témoignage de l'affection et de la complicité que nous partageons.



Remerciements

Il nous est fort agréable de nous acquitter d’une dette de reconnaissance auprés de toutes les personnes dont l’intervention, au cours de ce projet, a favorisé notre aboutissement, nous a rappelé notre passion pour ce travail, et nous a été d’un accompagnement et un soutien sans pareil.

Premièrement, nous remercions Dieu, source de toute connaissance.

Nos sincères gratitudes vont, tout d’abord à **Mme AMGAAD Saâdia**, notre encadrante interne, pour la qualité de son enseignement, ses conseils et son intérêt incontestable qu’elle porte à tous ses étudiants ainsi que son écoute active et ses remarques pertinentes. Vous avez bien voulu nous confier ce travail riche d’intérêt et nous guider à chaque étape de sa réalisation. Vous nous avez toujours réservé le meilleur accueil, malgré vos obligations professionnelles. Nous saisissons cette occasion pour vous exprimer notre profonde gratitude tout en vous témoignant notre respect.

Nous remercions également **Mr KHELLA Mouaâd**, chef de projet et encadrant externe du stage, pour nous avoir accueilli au sein de l’équipe du Bureau D’étude Technique TPF Pyramide et pour sa patience, ses directives et ses précieux conseils tout au long de notre projet. Nous avons eu le privilège de travailler parmi votre équipe et d’apprécier vos qualités et vos valeurs. Votre sérieux, votre compétence et votre sens du devoir nous ont énormément marqués. Ce travail est pour nous l’occasion de vous témoigner notre profonde gratitude.

Nos ardents remerciements s’adressent aussi à **Mr KHNAIJER** et à **Mr BAHLOULI** pour leurs judicieux Conseils et leurs rigoureuses remarques.

Pour les membres de notre jury : **Mme LAMDOUAR Nouzha**, **Mr HNIAD Othmane et Mme MLY ABDELALI ;** nos professeurs à l’EMI, veuillez trouver ici l’expression de notre grand respect et nos vifs remerciements, vous nous avez honorés d’accepter avec grande sympathie de siéger parmi notre jury de ce travail.

Je n’oserais oublier de remercier tout le corps professoral de L’Ecole Mohammadia D’Ingénieurs pour la formation prodigieuse qu’il nous offre.

Enfin, nos chaleureux remerciements à toutes les personnes qui nous ont soutenues d’une façon ou d’une autre.

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons retenu l'étude du nouveau siège du groupe ADDOHA à Casablanca. Un projet conçu après l'incendie qui a ravagé l'essentiel de l'ancien siège. Le nouveau, qui se veut contemporain et moderne, tient à garder en mémoire une partie de l'ancienne façade en tant que témoin de la progression du groupe.

Le projet traite ainsi, dans un premier volet, le renforcement de la façade existante conformément à la norme parasismique en vigueur, le RPS 2011, en proposant deux variantes : l'une avec chemisage et l'autre avec des profilés métalliques.

Ensuite, nous nous sommes intéressées au nouveau siège, en particulier le troisième bloc qui a attiré toute notre intention par ces éléments qui présentent des particularités architecturales et techniques.

Suite à une étude parasismique de ce bloc en tant que bâtiment irrégulier R+4 avec 2 sous-sols, et vue l'importance du projet, nous avons ciblé trois éléments à savoir : l'auditorium, les passerelles et les escaliers métalliques.

Ces éléments ont fait l'objet d'une étude conceptuelle et structurelle détaillée selon les règles du BAEL 91, Eurocode 3 et Eurocode 4, visant à proposer des solutions résistantes stables et optimales pour chacun d'entre eux.

Abstract

As part of our degree project, and among the subjects, we engaged the design and the study of the new headquarters of ADDOHA group located in Casablanca. It was conceived of after a fire which destroyed the most of the old building. The new one, although designed to be of a more modern style, keeps part of the old frontage in its design as a witness to the Group’s progression.

Thus, the project treats, in its first part, the reinforcement of the existing frontage in accordance with the paraseismic standard RPS2011 by proposing two alternatives; one by lining the building and the other one by adding metal profiles.

Then, we looked at the new headquarters, in particular the third block. It will consist of four stories with a ground floor and two basement-level floors. In fact, its elements designed with curved shapes garnered our attention.

Based on the paraseismic study of the block as an irregular building with such an importance, we targeted three elements of the project: the auditorium, the metal stairs and the bridges.

These elements were the subjects of a conceptual and a structural detailed study according to the norms: BAEL 91, EUROCODE 3 and EUROCODE 4 aimed to constitute resistant, stable and optimal solutions for each of them.

ملخص

في إطار مشروع التخرج النهائي، وقع اختيارنا على دراسة المقر الحديث لمجموعة الضحى.
وقد تم إطلاق هذا المشروع بعدما أضرمت النار في المقر القديم مما تسبب في دمار جزء مهم منه. أما المشروع الجديد، غير ارتكازه على سياسة الحداثة والمعاصرة، فينوي ترسيخ جزء من المقر القديم كبصمة تقدم ونجاح للمجموعة.

وبهذا، سنتناول في بداية الأمر كيفية تقوية واجهة المبنى القديم، اعتمادا على قواعد هندسة الزلازل المشار اليها في RPS 2011. وذلك باقتراح خيارين ممكنين الأول بزيادة أحجام عناصر البناء المصنوعة من الخرسانة المسلحة أما الثاني فيقتضي اللجوء إلى عناصر معدنية مناسبة ليتم إدماجها مع المبنى بشكل متجانس.

وسننتقل بعد ذلك إلى دراسة المقر الجديد المكون من أربع طوابق مع طابق سفلي وقبوين،
وعلى وجه خاص القسم الثالث منه الذي لفت انتباهنا نظرا لهندسته المعمارية الفريدة من نوعها.

بناء على استجابة المبنى لحركة الزلازل، وباعتبار هندسته غير المنتظمة، استهدفنا دراسة ثلاث عناصر أساسية: قاعة المؤتمرات، السلالم المعدنية والممرين الداخليين للمبنى.
وهذا ما شكل محتوى دراسة مفاهيمية وتقنية مفصلة لمجموع هذه العناصر. وستستهدف هذه الأخيرة اقتراح حلول ثابتة واقتصادية استنادا على القواعد التالية : BAEL 91, Eurocode3, Eurocode 4

Table des matières

Liste des figures


EMI

Liste des tableaux


EMI

INTRODUCTION :

Le groupe ADDOHA s’est engagé à construire une structure moderne intégrant une partie de l’existante. Le nouveau siège, se voulant contemporain d’une part, tient à garder en mémoire une partie de la façade de l’ancien siège, ravagé par l’incendie, en tant que patrimoine. Et d’autre part, pour promouvoir son statut de leader immobilier marocain, il se base à cet égard sur une conception avant-gardiste.

En effet, l’architecte s’est imprégné de formes géométriques complexes et a conçu des éléments structuraux courbés à l’échelle tridimensionnelle, à savoir : l’auditorium, la façade principale du projet et les voiles aux sous-sols… Par ailleurs, le bâtiment intègre un système de brise-soleil unique en son genre, formé de fibres blanches qui garantissent un environnement intérieur favorable aux usagers.

Dès lors, plusieurs exigences architecturales font la singularité de cette structure. Elle est ainsi un projet sujet à d’innombrables défis techniques.

Cependant, afin de sauvegarder cette façade, qui est semblable à un portail, une étude de sa stabilité vis-à-vis du séisme et du vent est nécessaire.

Ensuite, la nouvelle bâtisse, comportant quatre étages et deux sous-sols, fera l’objet d’une analyse sismique conformément à la norme en vigueur ; le RPS 2011.

Puis, l’étude se focalisera sur trois éléments structuraux ; en premier lieu vient l’auditorium qui est composé d’un plancher courbé. Ensuite, des escaliers métalliques seront dimensionnés selon les règles de l’Eurocode 3. Et enfin, les passerelles seront traitées en proposant trois variantes, leur particularité réside dans leur portée libre qui mesure environ 22m.

Chapitre 1 :

Présentation Générale du Projet

I- Historique :



Suite au drame qui est survenu la matinée du 7 octobre 2015, l'un des trois bâtiments composant le siège du groupe immobilier Addoha, situé à Ain Sbaâ, s'est réduit en cendre.
Selon les déclarations des responsables du Groupe ADDOHA, quatre explosions ont provoqué des flammes qui se sont emparées de 2 ailes du bâtiment. Cet incendie est venu à bout de ces ailes et des archives du Groupe et a causé ainsi d'importants dégâts matériels dans le bâtiment érigé sur trois étages, mais heureusement, aucune victime n'était à déplorer.
Aussitôt, la Direction Générale s'installa dans les bureaux épargnés et envisagea de construire un nouveau siège plus moderne et plus sûr, tout en intégrant un ouvrage de l'ancienne bâtisse en guise de symbole de ce qui a fait la gloire et la fierté de la société ADDOHA.

II- Présentation du projet :

Le groupe ADDOHA décida de construire un autre siège tout neuf et répondant ainsi à des exigences et à des aspects architecturaux particuliers et ce, tout en conservant une partie de l'ancienne façade en tant que patrimoine. Elle symbolise les aléas de la progression de la promotion du groupe, qui ont fait de celui-ci un promoteur possédant un statut important au sein de la société marocaine. Ce travail de renforcement ne devra en aucun cas faire obstacle à l'exécution du bâtiment dont la conception et l'architecture ont été déterminées préalablement.

Par conséquent, l'ingénieur porte la responsabilité de la conception et de l'étude correcte de l'ouvrage. Il veille également au développement viable des solutions adéquates pour construire, rénover, réparer, entretenir et moderniser en harmonie avec les exigences architecturales.

Notre projet se porte sur l'étude d'un bâtiment R+4 avec deux sous-sols. Il se compose de 4 blocs séparés par des joints de 10 cm de largeur.

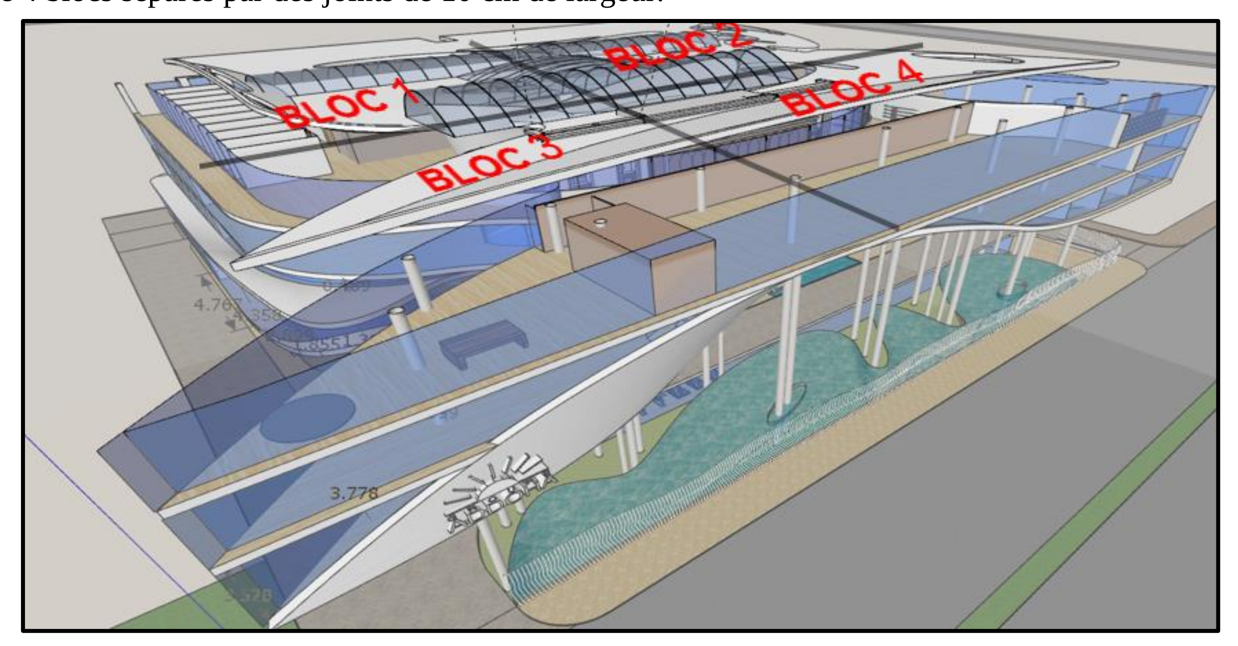


Figure 1: Séparation en bloc du nouveau siège

Notre étude se portera sur le bloc 3 dont la particularité réside dans la diversité et la complexité de ses éléments structuraux. Par conséquent, nous nous sommes penchées, dans ce rapport, sur certains d'entre eux, à savoir : l'auditorium, les passerelles et les escaliers métalliques…

- L'auditorium



Figure 2: Vue en 3D de l'auditorium

- Les passerelles :

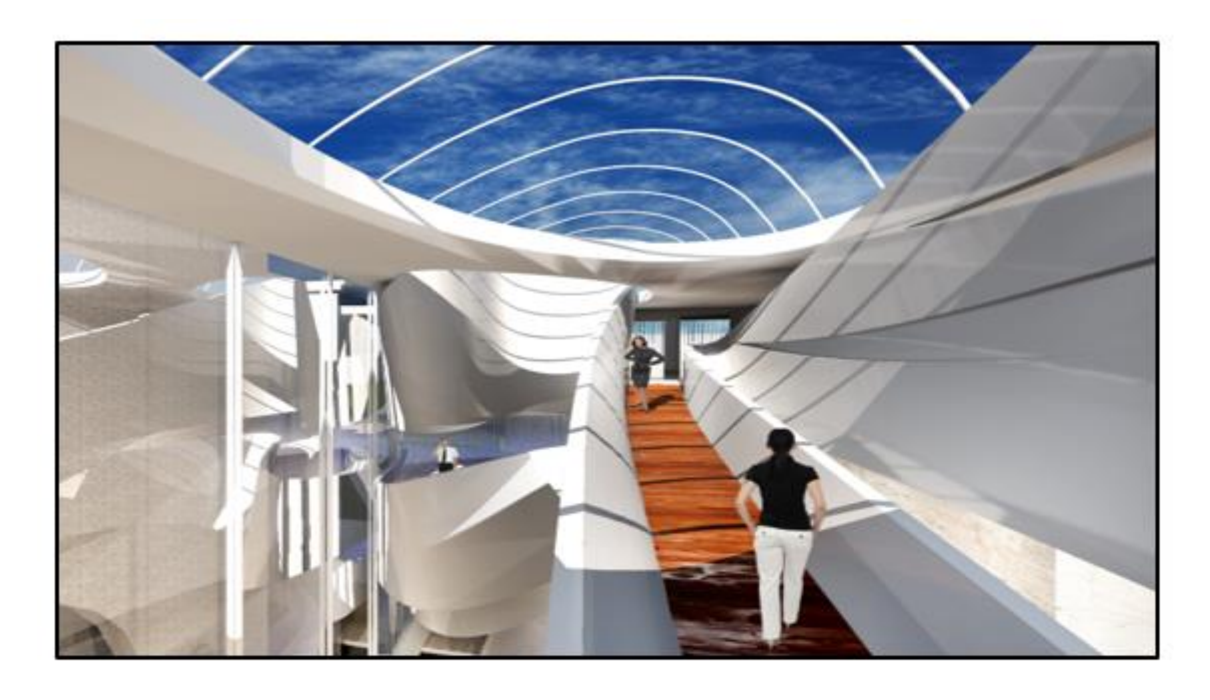




Figure 3: Vue en 3D des passerelles

- Les escaliers métalliques :



Figure 4: Vue 3D des escaliers métalliques



Figure 5: Vue en 3D du nouveau siège

En effet, l'aspect architectural incontournable de cette structure demeure dans les formes géométriques spéciales et courbées dans l'espace notamment au niveau de la façade ou des voiles limités aux sous-sols.

De plus, ce bâtiment intègre un système de brise-soleil révolutionnaire et unique ; les lames en fibre blanche permettent l'infiltration des rayons, avec des angles de réfraction déviés pour simuler un environnement parfaitement clair et naturel tt en gardant un aspect esthétique.



Figure 6: Effet du brise-soleil

En somme, se voulant contemporain, le nouveau siège d'Addoha tient, d'une part, à garder en mémoire une partie de l'ancienne façade en tant que patrimoine. Et d'autre part, afin de promouvoir son statut de leader immobilier marocain, sa conception se basera sur une architecture moderne et avant-gardiste. Ainsi, le projet dans son ensemble combine ces deux structures puisque la façade sera contenue dans le nouveau bâtiment.

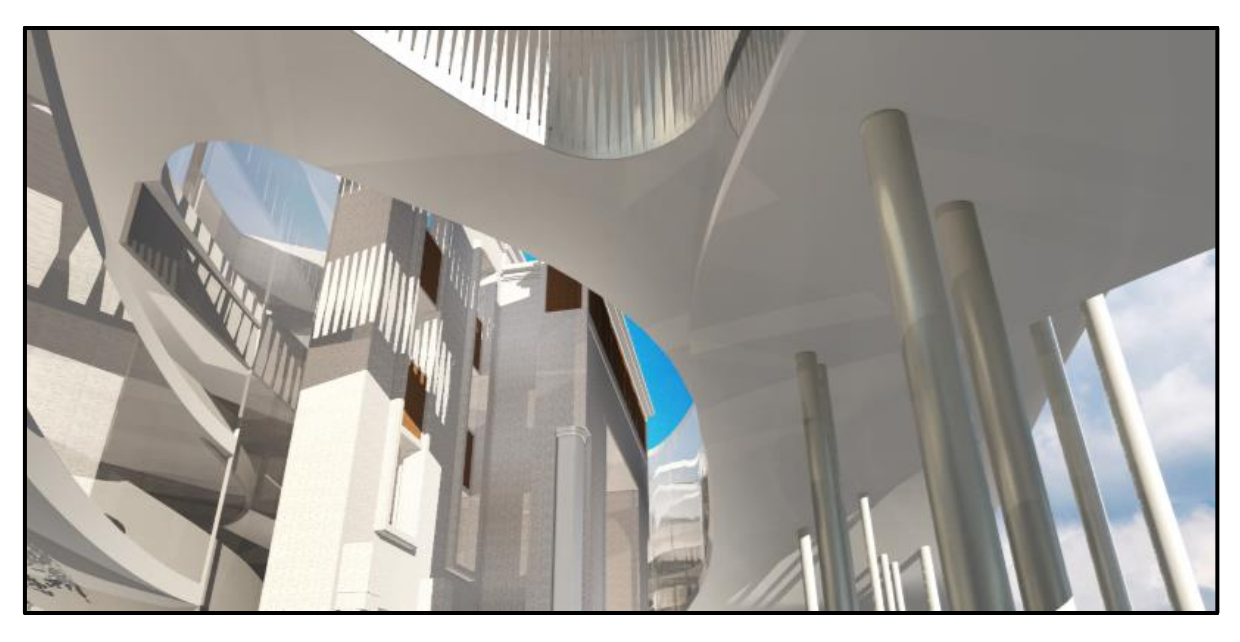


Figure 7: Façade existante contenue dans le nouveau siège

III- Situation géographique :

Le nouveau siège est localisé au même endroit que l'ancien à savoir :

KM 7, ROUTE DE RABAT (AIN SEBAA) – CASABLANCA.



Figure 8: Localisation du projet

IV- Données géotechniques et sismiques :

4-1- Données géotechniques :

L'étude géotechnique effectuée sur le site du nouveau siège ADDOHA avait pour but principal de définir l'ensemble des dispositions constructives relatives aux travaux de fondation. Au terme de cette étude, voici le récapitulatif :

- L'assise des fondations sera constituée par la formation rocheuse (schistes et conglomérats),
- Le système de fondation sera constitué de semelles isolées pour les poteaux centraux et de filantes pour les voiles périphériques.
- La portance du sol est de **4 bars**,
- Le niveau de la nappe phréatique est à environ 6.60 m de profondeur par rapport au niveau du trottoir périphérique. Ainsi, des dispositifs sont à prévoir afin de limiter l'influence de la présence de l'eau pour les travaux de terrassement et d'exécution du sous-sol.

4-2- Données sismiques :

Le projet est implanté à Casablanca. Or d'après le RPS 2011, cette ville appartient à la zone 2, dont les caractéristiques figurent dans le tableau

Zone sismique en vitesses	Vmax (cm/s)	Zone sismique en accélérations	A_{max}	Classe du site	Coefficient du site
2	10	2	0.1 g	S1	1

Tableau 1: Données sismiques du projet

Remarque :

- Pour le renforcement de la façade existante et le dimensionnement du nouveau siège, nous avons choisi la classe II pour laquelle les constructions présentant un risque pour le grand public qu'elles abritent.

- Pour le calcul sismique, une structure doit avoir un niveau de ductilité selon le comportement qui lui est requis et qui traduit sa capacité à dissiper l'énergie provenant du séisme. Le tableau 3.2 (Ductilité et classes de bâtiments) du règlement parasismique donne pour un facteur de vitesse v=0.1m/s et pour un bâtiment de classe II, un niveau de ductilité ND1.

<table>
<tr><td rowspan="2">CLASSES DE BATIMENTS</td><td colspan="3">NIVEAU DU SEISME (v :facteur de vitesse)</td></tr>
<tr><td>$\upsilon \leq 0.1\ 0$</td><td>$0.10 < \upsilon \leq 0.20$</td><td>$0.20 < \upsilon$</td></tr>
<tr><td>CLASSE I</td><td rowspan="2">NDI</td><td rowspan="2">ND2</td><td rowspan="2">ND3</td></tr>
<tr><td>CLASSE II</td></tr>
<tr><td>CLASSE III</td><td colspan="2">ND1</td><td>ND2</td></tr>
</table>

Tableau 3.2 : Ductilité et classes de bâtiments

Pour un système de contreventement voile et portique, le facteur de comportement pour un niveau de ductilité ND1 est, selon le tableau 3.3 du RPS, **K=2.**

Système de contreventement	ND 1	ND2	ND 3
OSSATURES EN BETON ARME			
Portiques en Béton armé	2	3.5	5
Voile et Portique	2	3	4
Voile	1.4	2.1	2.8
Voiles couplés	1.8	2.5	3.5
OSSATURES EN ACIER			
Portique à nœuds rigides	3	4.5	6
Ossature contreventée	2	3	4

Tableau 3.3 : Facteur de comportement K

V- Règles et normes en vigueur et logiciels exploités :

5-1- Règles et normes en vigueur :

Notre travail s'est basé sur les normes suivantes :

- ✓ **Béton :** Règles BAEL 91 révisées 99
- ✓ **Acier :** Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- ✓ **Mixte :** Eurocode 4 : Construction mixte acier-béton - Calcul des structures mixtes acier- béton
- ✓ **Séisme :** PS 92 **et** RPS 2000 (version 2011) : Règlement de construction parasismique
- ✓ **Fondation :** Règles DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles

5-2- Logiciels exploités :

Afin de mener à bien notre étude, les logiciels suivants ont été exploités :

- ✓ **Robot Structural Analysis (RSA) :** logiciel de calcul des modèles 3D, offrant la possibilité d'utiliser la méthode des éléments finis (MEF).
- ✓ **EXPERT EC4 :** logiciel de calcul des poutres et poteaux mixtes acier-béton selon l'Eurocode 4.
- ✓ **SketchUp :** un logiciel de modélisation 3D, d'animation et de cartographie

Chapitre 2 :

Renforcement de la Façade existante

I- Introduction :

1-1- Problématique posée par l'ancienne façade :

La façade de l'ancien siège est sous-forme d'un R+3 d'une hauteur de 15.5m.

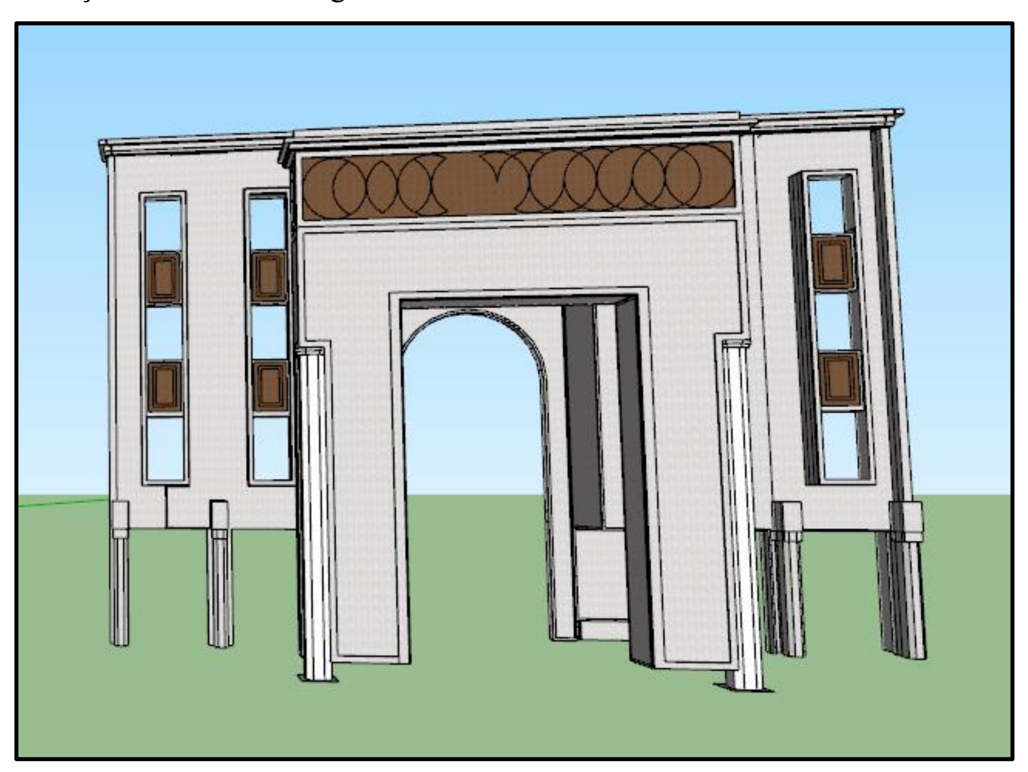


Figure 9: Vue de face de l'ancienne façade modélisée sur SketchUp

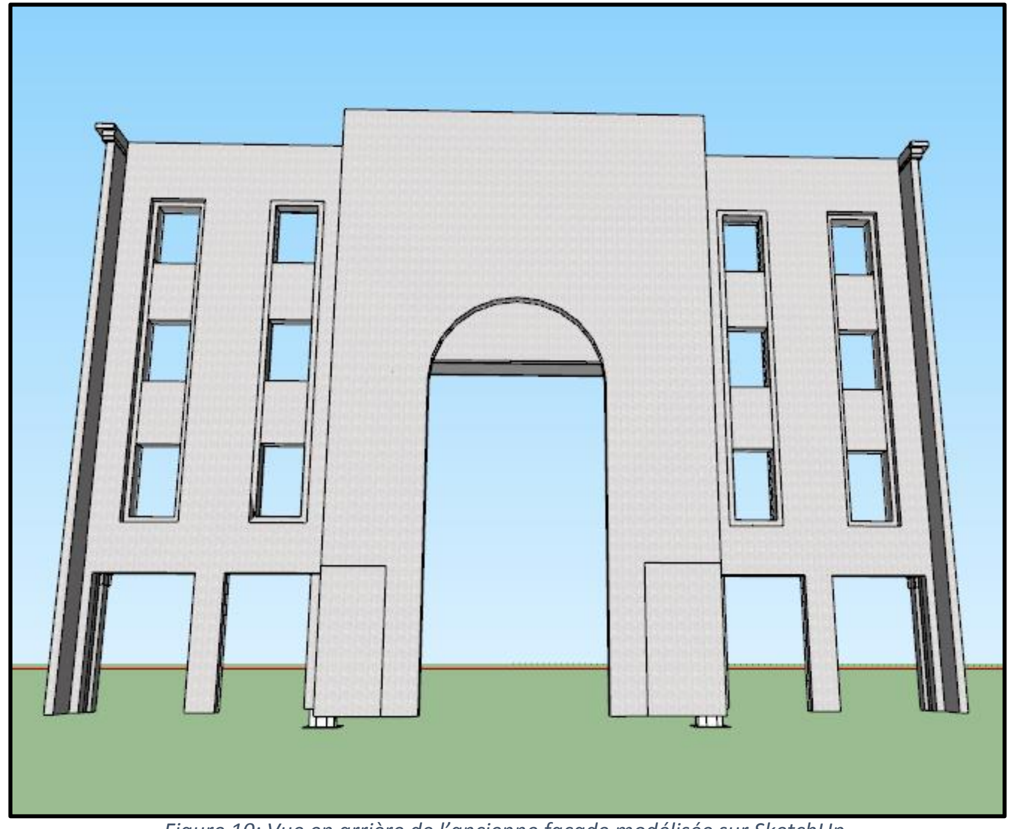


Figure 10: Vue en arrière de l'ancienne façade modélisée sur SketchUp

L'incendie ravageur, qui a attaqué le siège d'ADDOHA, a atteint certains éléments structuraux, ce qui met en doute la stabilité de la structure. En effet, ces éléments perdent leur résistance dans de telle situation. Or, seule la façade sera conservée, comme exigé par le maître d'ouvrage, donc elle devra non seulement supporter son poids mais aussi assurer sa propre stabilité vis-à-vis du séisme. Donc son renforcement s'avère nécessaire.



Cette démarche consiste à démolir le reste de la structure attaché en arrière de la façade suivant les règles de l'art. Toutefois, il faut prévoir le renforcement de celle-ci au fur et à mesure.

Le dessin en plan est donné ci-dessous : (étage courant.)

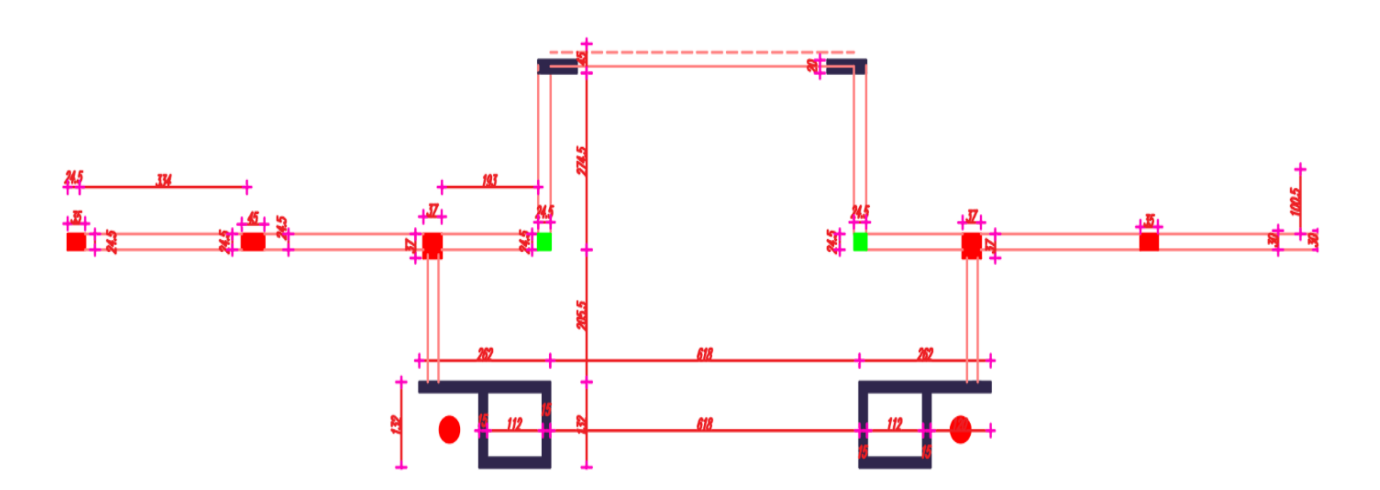


Figure 11: Vue en plan de l'étage courant de l'ancienne façade après l'incendie

1-2- Modélisation de la façade existante :

La façade existante est supposée formée de portiques, comme est montré sur cette modélisation :

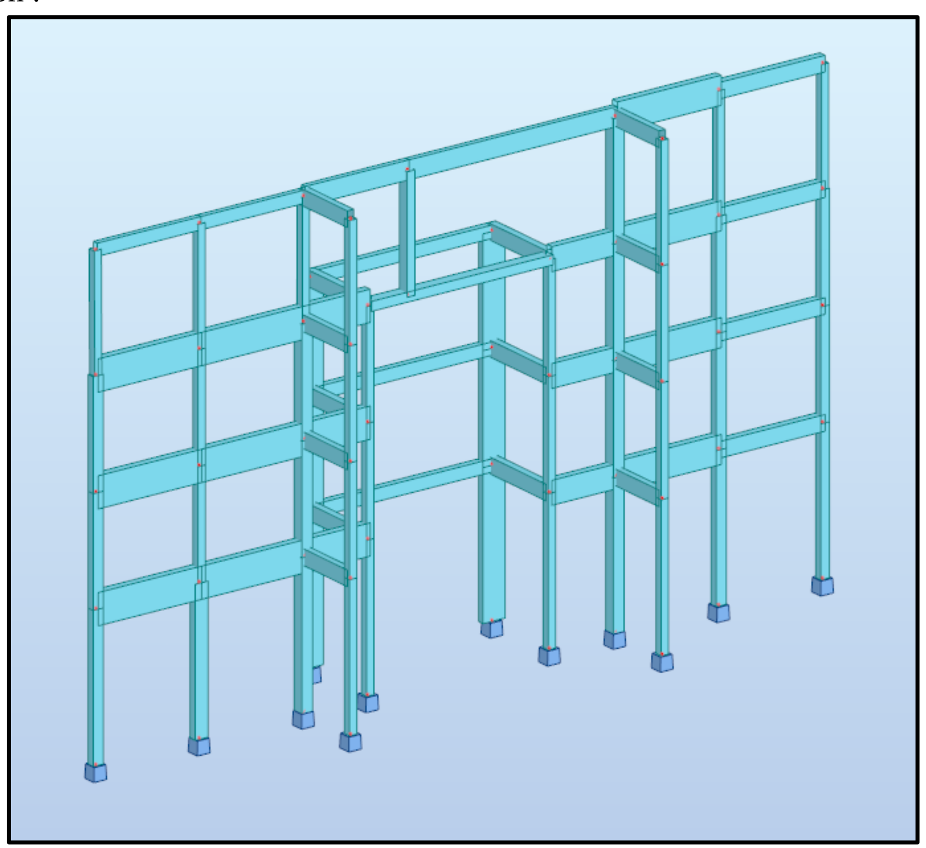


Figure 12: vue de face de l'ancienne façade du siège

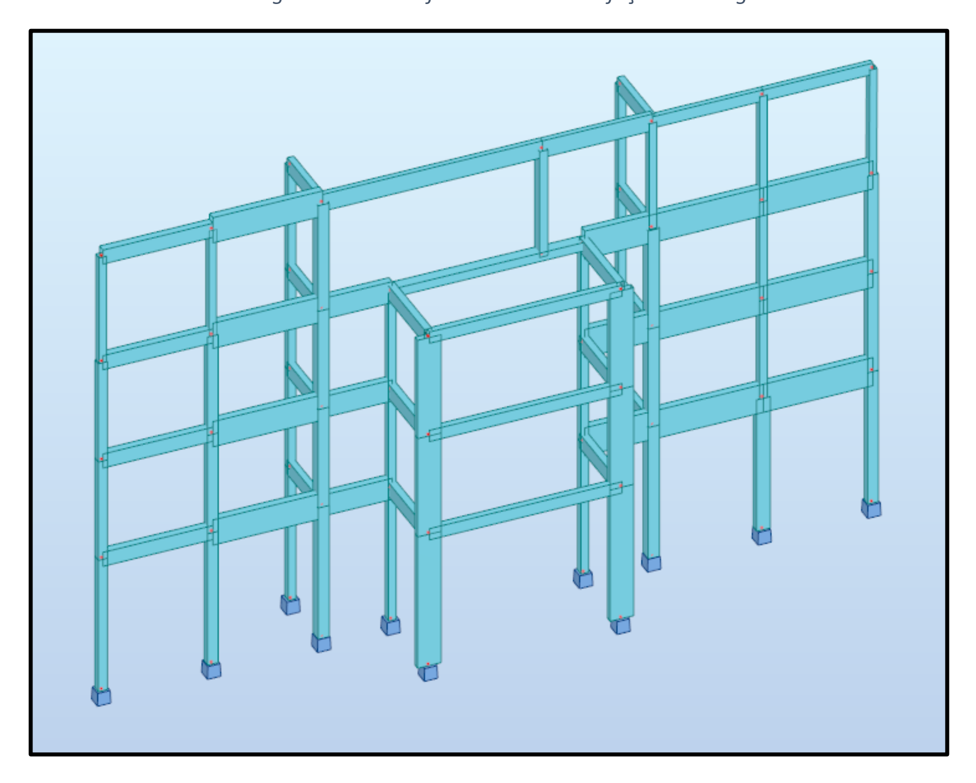


Figure 13: Vue en arrière de l'ancienne façade du siège

1-3- Généralités sur le renforcement

Le renforcement d'une structure consiste à augmenter la résistance de celle-ci, en particulier la résistance sismique. Pour ce faire, il existe plusieurs techniques de renforcement :

- Dispositifs de butée verticaux ;
- Addition de nouveaux éléments de construction verticaux ou horizontaux : voiles, poutres, poteaux ou dalles ;
- Amélioration de la résistance de la section transversale des éléments structuraux en l'augmentant (chemisage) ;
- Ajout des profilés en charpente métallique.

1-4- Inventaire des charges :

Etant donné que l'ancien siège a été victime d'un incendie, nous avons négligé la résistance au séisme des poteaux et voiles existants et ce, en les modélisant par des poteaux relâchés à leurs extrémités, ceci en libérant les moments Mx et My. Ces derniers ne seront ainsi plus transmis à leurs extrémités. Pour tenir compte de leur poids propre, celui de l'ancien logo ainsi que les charges dues à la jardinière, nous avons appliqué des charges ponctuelles au niveau de chaque étage. Les différentes charges sont :

PP logo (KN/ml)	5
Jardinière (KN/m²)	10
PP dalle 12 (kN/m²)	3
Exploitation (KN/m²)	1.5

Tableau 2: charges appliquées sur la façade existante

Ce qui nous amène aux charges concentrées suivantes :

	Charges Concentrées (KN)	
Niveau	**Permanente**	**Exploitation**
+15,48	21.45	-
+11,71	170.23	11.57
+8,20	103.72	-
+4,69	103.72	-
+00	138.59	-

Tableau 3: charges concentrées appliquées sur les poteaux de la façade

Cette figure illustre le chargement concentré appliqué sur les poteaux relâchés :

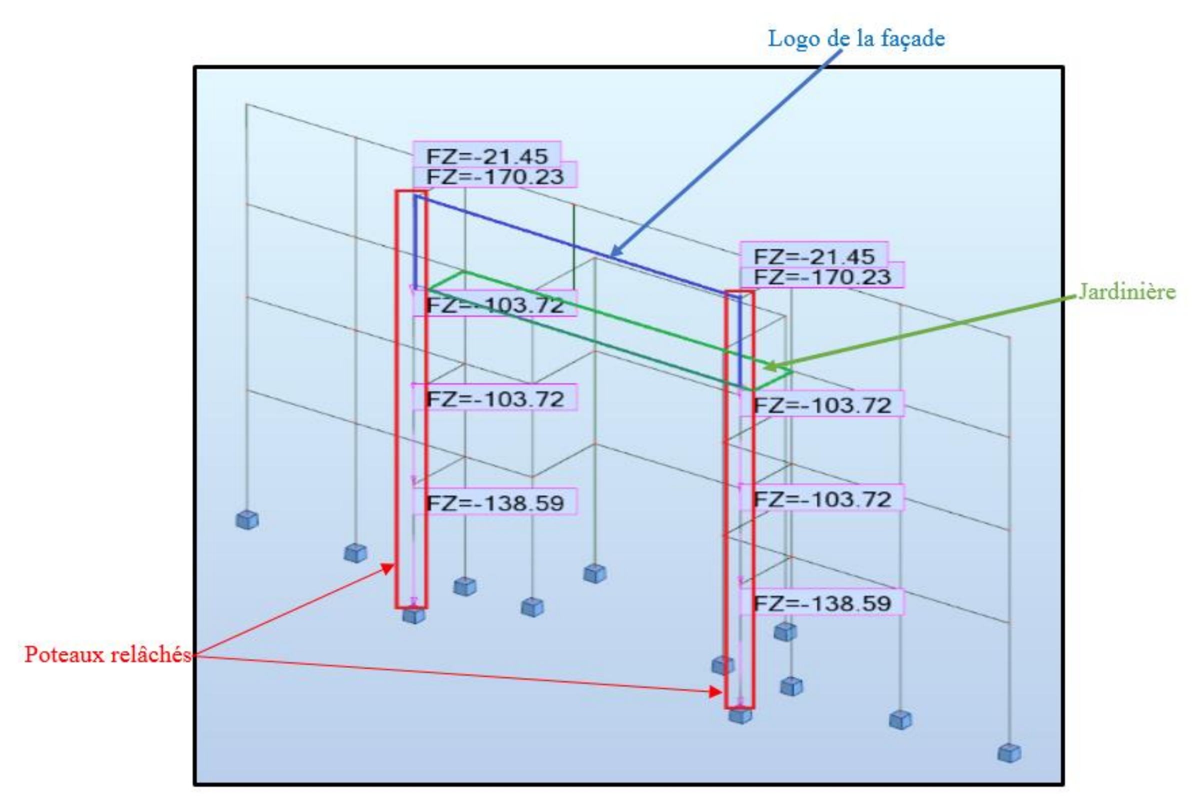


Figure 14: chargement concentré appliqué sur les poteaux relâchés

1-5- Justification de l'instabilité de la structure :

Selon le RPS 2011(formule 8.4 p : 55), le déplacement latéral total du bâtiment g doit être limité à g ≤0.004H avec H la hauteur totale de la structure. La hauteur H=15.5 m, ainsi **0.004 H =6.2cm.**

Le logiciel RSA nous permet de connaitre les déplacements totaux du bâtiment. Pour cette façade, on obtient comme extrêmes globaux :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3.1	10.0	0.1	0.008	0.002	0.012
Noeud	54	62	67	3	54	54
Cas	22 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	26 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-3.1	-10.6	-0.3	-0.007	-0.002	-0.012
Noeud	54	62	67	3	54	54
Cas	47 (C) (CQC)	43 (C) (CQC)	43 (C) (CQC)	51 (C) (CQC)	47 (C) (CQC)	47 (C) (CQC)
Mode						

Figure 15: Déplacements extrêmes de la façade existante

Le déplacement latéral maximal dans notre cas est suivant l'axe Y. Il est égal en valeur absolu à **10.6 cm > 6.2 cm.**

➔ **Instabilité de la façade existante.**

II- Vérifications à effectuer pour les solutions proposées :

2-1- Vérification de la masse participante :

En se basant d'une part sur l'analyse modale, qui consiste à trouver les différents modes propres, la réponse maximale de la structure est donnée par la combinaison des réponses des modes propres dominants. D'autre part, en ajoutant le nombre de modes, la participation de la masse de la structure augmente. Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, le cumul des masses modales participantes doit dépasser 90% avant d'atteindre une fréquence de 33 HZ. Si cette condition n'est pas vérifiée, il est possible de prendre en compte un mode résiduel conformément à l'article 6.622 des PS92. En effet, nous définissons ainsi la fréquence qui sera affectée au mode résiduel et qui déterminera l'accélération spectrale affectée à ce mode. Cette fréquence est dite « fréquence de coupure ».

Ce mode résiduel est pris en compte par un paramétrage sur le logiciel RSA. Après avoir déterminé les données sismiques, il faut spécifier la fréquence de coupure à affecter à ce dernier mode, étant la fréquence de coupure de 33 Hz, conformément au PS92.

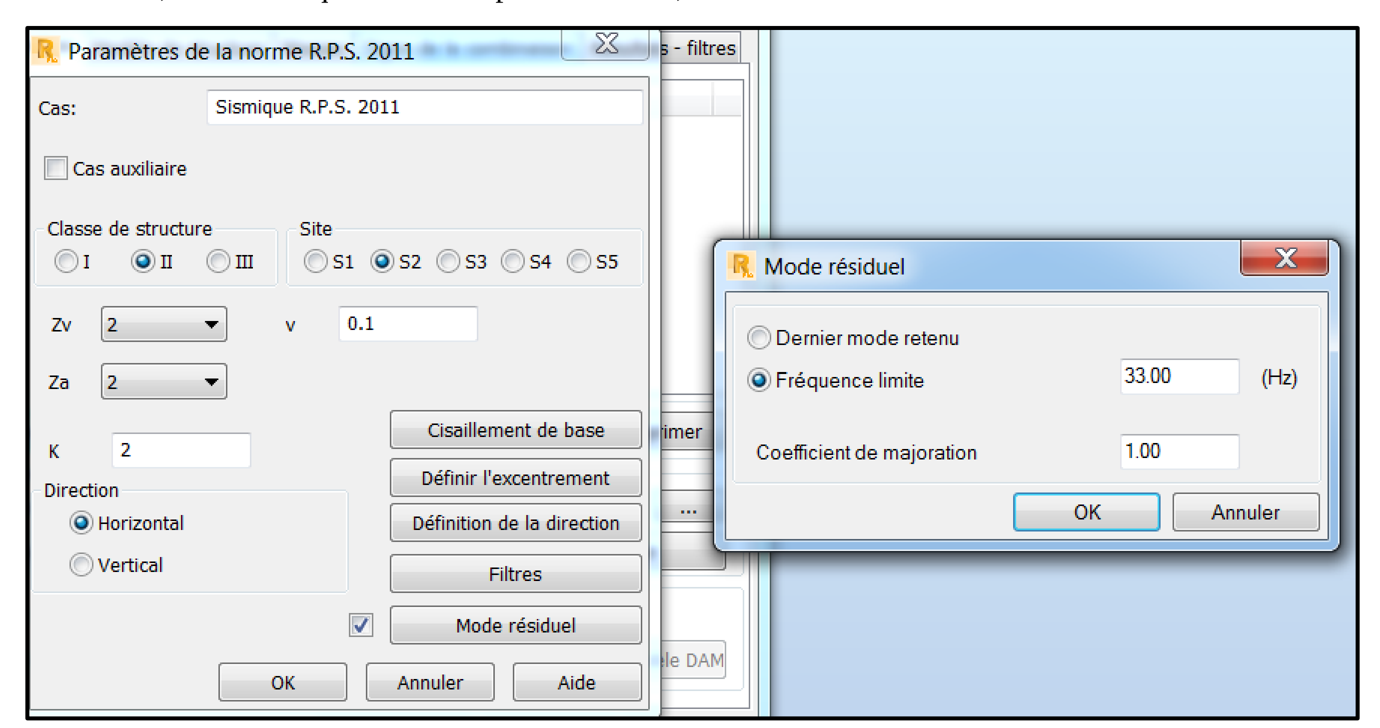


Figure 16: Paramétrage du mode résiduel sur le logiciel ROBOT

2-2- La distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

En adoptant cette conception, il faut respecter la condition du RPS 2011 qui exige une excentricité ne dépassant pas 0.20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation entre le centre de masse (gravité G) et le centre de torsion (raideur R)

$d \leq 0.2\sqrt{r}$ (3.2.1 c) du RPS 2011

Vu le fait que la façade est endommagée par l'incendie, nous allons nous limiter à comparer, dans ce cas, les coordonnées des deux centres donnés par le logiciel.

2-3- Le déplacement latéral total de la structure : (formule 8.4 du RPS 2011),

Le déplacement latéral total du bâtiment Δg doit être limité à $\Delta g_{lim} = 0{,}004\ H$

Avec H étant la hauteur totale de la structure.

III- Variante 1 : Chemisage en Béton armé :

3-1- Procédé du chemisage :

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par des expériences, consiste à chemiser un élément en béton armé en augmentant sa section par la mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif.

Le confinement du béton par les cadres d'armatures internes peut avoir été sous-dimensionné. Cette déficience peut être compensée par l'ajout d'un confinement extérieur, réalisé dans ce cas avec un chemisage en béton.

Il convient que l'épaisseur des chemisages permette de disposer à la fois de nouvelles armatures longitudinales et transversales avec un enrobage adéquat.

Pour notre cas, par manque de données sur les anciens éléments structuraux, il s'est avéré plus judicieux de considérer que seuls les nouveaux éléments résistent. Afin d'assurer la transmission des efforts depuis les éléments initiaux jusqu'aux ceux ajoutés, il est nécessaire d'assurer leur raccordement.

- **Adhérence :**

L'adhérence entre le béton existant et le nouveau est assurée naturellement par la liaison chimique des deux matériaux, qui peuvent être renforcés avec la rugosité de l'ancienne surface.

En outre, quand le poteau est très détérioré ou que sa hauteur est assez importante, il convient de souder quelques barres repliées vers le haut entre les armatures longitudinales existantes et les nouvelles

⇨ Dans notre cas, bien que l'adhérence soit assurée naturellement, nous prévoyons néanmoins une préparation convenable de la surface de contact en la nettoyant et en la sablant, pour ensuite la traiter avec une peinture primaire de résine époxy : **Sikalatex M**.
Cette résine est à mélanger à l'eau de gâchage des mortiers. Elle confère les propriétés suivantes :

+ Améliore fortement l'adhérence du mortier sur tout support, même lisse ;
+ Rend le mortier plastique et facile à mettre en œuvre ;
+ Augmente les résistances à la traction ;
+ Limite le risque de fissuration ;
+ Améliore la dureté de surface et l'imperméabilisation et conserve ses qualités même en milieu humide ou immersion ;
+ Compatible avec tous les ciments, la chaux et le plâtre ;
+ Réduit l'usure et la poussière.

- **Ancrage :**

La préparation du support à envelopper avec du béton armé est très importante, mais il est aussi nécessaire d'effectuer des ancrages dans le béton afin d'améliorer la transmission des efforts.

Dans ce cas, la longueur de scellement ne peut pas assurer à elle seule le raccordement. Ainsi, elle doit être accompagnée d'un produit de scellement qu'il faudra appliquer juste avant l'insertion des armatures : **SikaDur Colle.** Cette dernière est sous forme de kit pré-dosé contenant 3 composants (résine + durcisseur + charges couleur grise) qui, une fois mélangés, produisent une colle époxydique rapide qui permet d'ancrer les nouvelles armatures.

La figure ci-dessous détaille les étapes à suivre :

1- nettoyage et sablage du support initial de béton du poteau	2- Ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.
3-scellement d'armatures d'ancrage sur le plancher en amont du poteau	4-scellemnt d'armatures d'ancrage sous le plancher en aval du poteau.
5-fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage.	6-étalage d'une couche de résine sur la surface de béton primitif.
7-coulage de l'enveloppe en béton riche et fluide.	

Figure 17: Etapes à suivre pour chemiser un poteau

- **Inconvénients du chemisage**

Chemisage en béton = augmentation de la section

Crée une différence de masse à l'étage spécifié au renforcement

Cette différence crée une excentricité considérable entre le centre de masse et le centre de torsion

Augmentation de la rigidité de l'étage

Crée une différence de rigidité entre étages

Augmentation de la descente de charges de la structure

Redimensionnement des fondations

Figure 18: Influence du processus de chemisage en BA sur le dimensionnement des étages

A noter que le renforcement d'un élément, par l'augmentation de sa section en béton (chemisage), influe inéluctablement sur la masse de la structure, par rapport aux autres moyens de renforcement, qui se caractérisent par leur légèreté relative. Ainsi, si notre choix se portait sur le chemisage, nous devrions prévoir des fondations plus importantes (voir le paragraphe 2-4 de ce chapitre).

En outre, pour remédier à ce problème, une autre variante, relativement légère sera exposée par la suite.

3-2- Description :

Il s'agit d'augmenter la section des éléments porteurs par le procédé du chemisage des éléments existants et d'ajouter de nouveaux poteaux, voiles, poutres et dalles afin d'augmenter la rigidité de la façade.

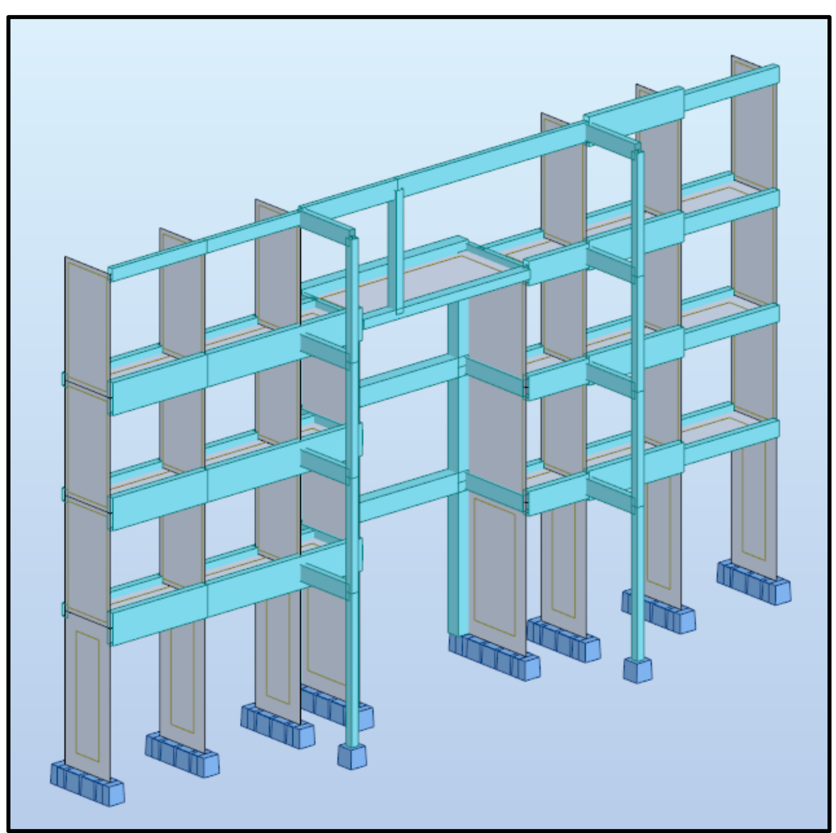


Figure 19: vue de face de la nouvelle façade du siège ADDOHA renforcée en béton armé

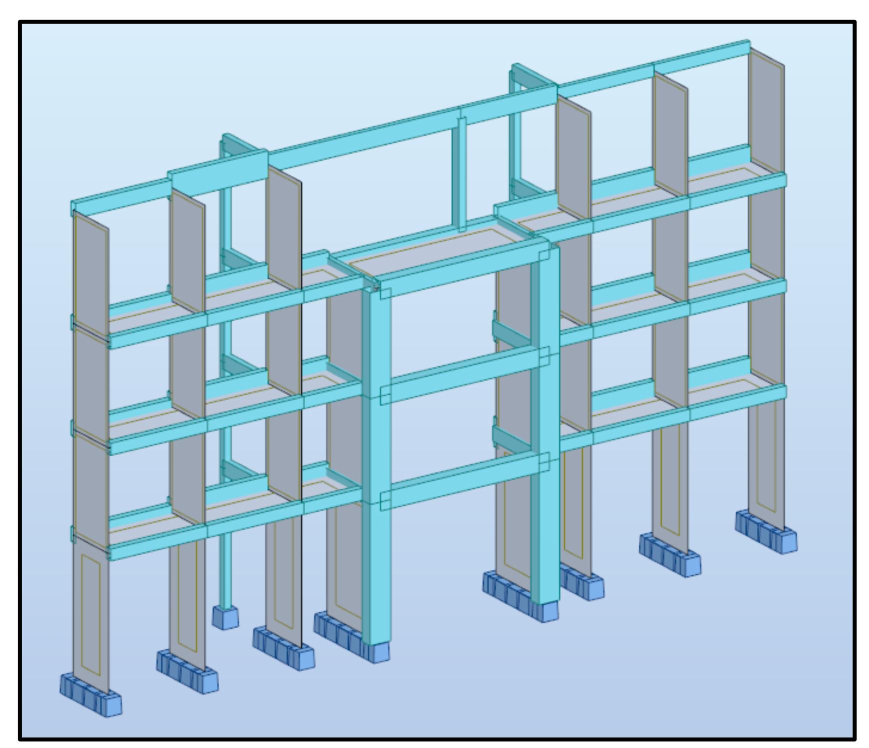


Figure 20: vue en arrière de la nouvelle façade du siège ADDOHA renforcée en béton armé

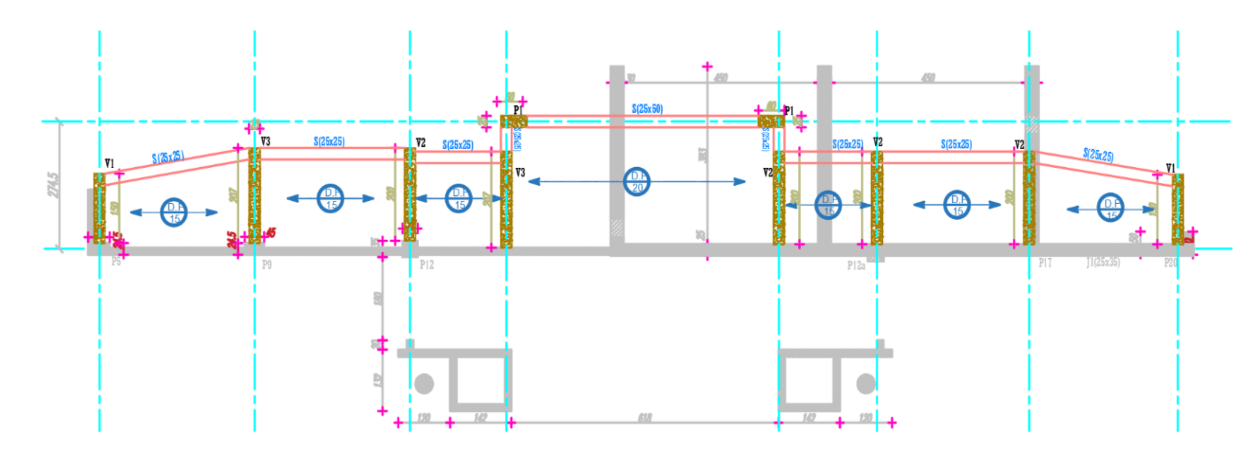


Figure 23: Vue en plan du PH RDC de la façade renforcé en béton armé

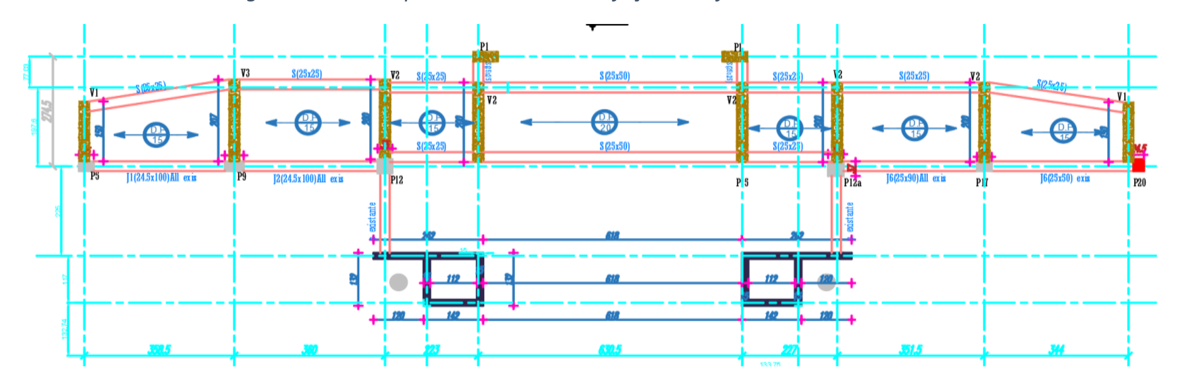


Figure 22: Vue en plan du PH 1er étage de la façade renforcé en béton armé

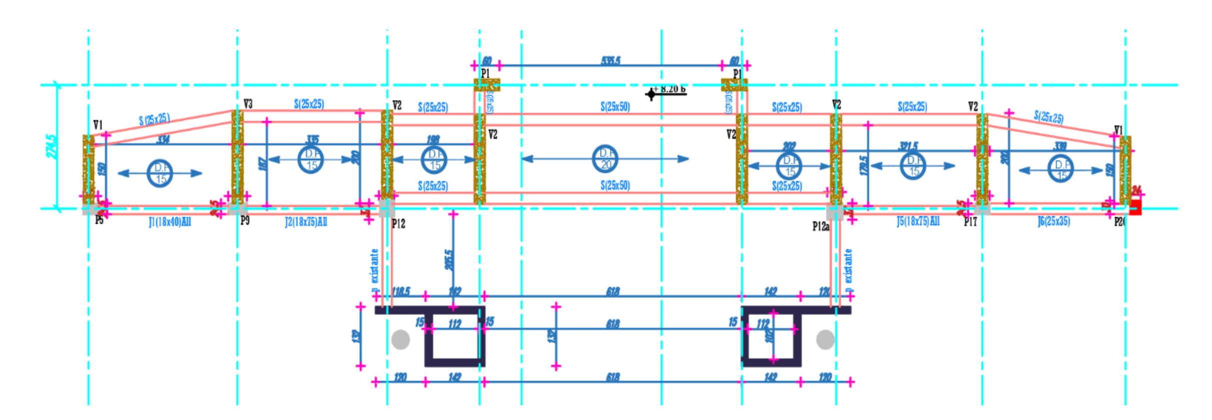


Figure 21:Vue en plan du PH 2ème et 3ème étage de la façade renforcé en béton armé

3-3- Justification de la validité de cette solution :

L'emplacement des voiles reste conditionné par la conception des bâtiments. Et donc, il faut éviter de les disposer, d'une part dans une zone destinée à une utilisation particulière, notamment le parking, et d'autre part, de mettre en défaut l'esthétique.

Ainsi, cette conception a veillé à ce que les voiles soient répartis de façon homogène et en quantité suffisante ; 'homogène' signifie qu'il ne faut pas marquer un déséquilibre important et favoriser la rigidité de la moitié du bâtiment.

- **Analyse modale :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
4/ 10	5.18	0.19	86.12	69.35	0.05
4/ 11	5.42	0.18	86.72	69.35	0.05
4/ 12	7.00	0.14	86.74	69.71	0.06
4/ 13	8.53	0.12	86.76	70.82	0.07
4/ 14	9.10	0.11	92.15	70.82	0.08
4/ 15	12.89	0.08	92.16	70.84	0.10
4/ 16	13.05	0.08	92.16	71.19	18.98
4/ 17	13.47	0.07	92.16	71.20	19.03
4/ 18	13.57	0.07	92.16	71.36	19.06
4/ 19	13.87	0.07	94.55	71.36	19.11
4/ 20	18.30	0.05	94.55	81.55	19.14
4/ 21	18.72	0.05	94.55	82.64	20.72
4/ 22	19.11	0.05	94.57	86.69	22.31
4/ 23	21.94	0.05	94.57	87.30	22.31
4/ 24	22.30	0.04	94.57	87.35	22.31
4/ 25	22.48	0.04	94.58	87.68	22.36
4/ 26	22.95	0.04	94.73	87.74	22.42
4/ 27	23.30	0.04	95.72	87.75	22.45
4/ 28	23.93	0.04	95.73	87.75	22.46
4/ 29	27.53	0.04	95.73	87.75	22.47
4/ 30	29.01	0.03	95.73	87.76	22.48
4/ 31	29.48	0.03	95.73	87.77	22.51
4/ 32	31.18	0.03	95.73	88.70	23.25
4/ 33	31.73	0.03	95.73	88.80	23.31
4/ 34	32.67	0.03	95.73	90.14	23.33
4/ 35	33.11	0.03	95.73	90.90	23.39

Figure 24: Masse participante de la façade renforcée en BA

- **Position du centre de torsion et de masse :**

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
1/ 1	Etage 1	273835.79	12.49 3.89 2.94	12.59 4.77 3.07
1/ 2	Etage 2	208412.90	12.46 4.15 7.27	12.59 4.77 7.10
1/ 3	Etage 3	242390.43	12.48 4.01 10.91	12.59 4.77 10.70
1/ 4	terrasse	96044.21	12.88 3.95 14.02	12.60 4.36 13.95

Figure 25: Coordonnées du CG et du CR de la façade renforcée en BA

La figure extraite du logiciel RSA montre que les coordonnées du centre de torsion et de masse sont pratiquement confondues.

➢ **Déplacement latéral :**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	2.8	0.8	0.1	0.001	0.003	0.015
Noeud	53	70	1304	70	53	53
Cas	18 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-2.8	-0.9	-0.2	-0.001	-0.003	-0.015
Noeud	53	70	68	70	54	53
Cas	29 (C) (CQC)	32 (C) (CQC)	13 (C)	10 (C) (CQC)	28 (C) (CQC)	29 (C) (CQC)
Mode						

Figure 26: Déplacement latéral maximal de la façade renforcée en BA

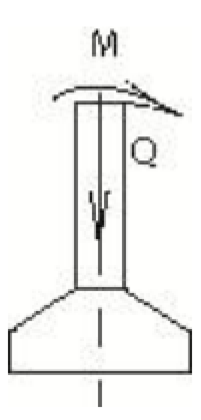
⇨ Le déplacement latéral < 0.004 H = 6.2 cm (H=15.48 m) => Vérifié !

3-4- Dimensionnement des semelles :

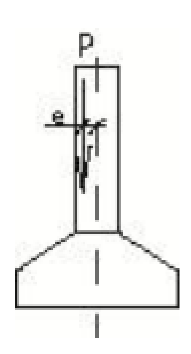
Comme a été mentionné auparavant dans la partie « données géotechniques et sismiques », les semelles prévues sous les voiles sont des semelles filantes. Le dimensionnement ci-après ne sera fait que pour les semelles filantes sous les nouveaux voiles. Cependant, ces semelles vont couvrir aussi bien ces voiles que les poteaux existants.

➢ **Sollicitations des semelles :**

Les semelles seront dimensionnées en flexion composée :



Ce cas se présente lorsque l'élément supporté par la semelle lui transmet une charge centrée et un moment de flexion M, ce qui revient à appliquer une charge excentrée P située à la distance : $e = \frac{M}{P}$ par rapport l'axe du mur ou du poteau.



- **Extraction des données du logiciel de calcul RSA**

Tout d'abord, nous avons extrait l'ensemble des efforts normaux et des moments réduits (maximaux), sous chaque voile, à utiliser pour le calcul. Il s'agit de :

- N_{ser}, N_u et Na pour les efforts normaux à l'ELS à l'ELU et l'ELA respectivement.
- M_u le moment à l'ELU utilisé pour le ferraillage
- M_x le moment dû à la combinaison sismique la plus défavorable. C'est le moment maximal correspondant à l'excentricité e_o dans la direction de la longueur l du voile.

Pour le prédimensionnement de la semelle ainsi que pour la vérification au poinçonnement et au renversement, nous utilisons M_{ser}. Mais, pour le ferraillage, nous utilisons le M_u puis nous vérifions à l'ELA les armatures choisies.
Sur le tableau mis en *annexe1*, nous remarquons que M_{ser} est négligeable devant Mu et M_x sismique. Ainsi, le M_{ser} ne sera pas dimensionnant en termes de ferraillage.

- **Prédimensionnement des semelles :**

Pour cela, nous avons élaboré un Excel sur lequel, nous avons défini l'ensemble des paramètres nécessaires pour le calcul. Les dimensions de la semelle seront identifiées comme suit :

- La largeur B sera fixée ;
- La longueur sera choisie par tâtonnement jusqu'à ce que toutes les conditions soient vérifiées
- La hauteur H est également choisie mais de façon à satisfaire à la condition ***de rigidité de la semelle*** donnée par :

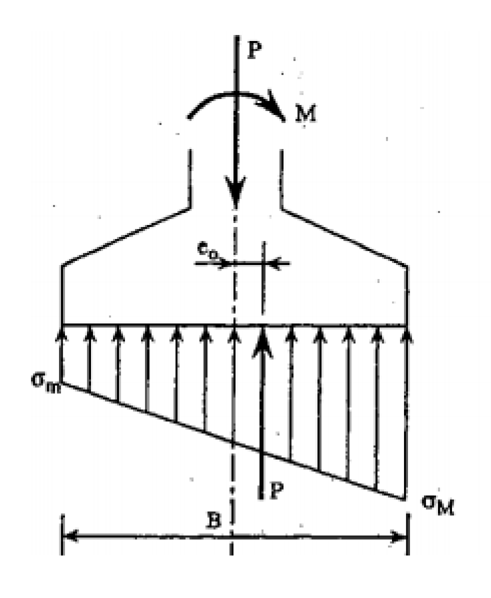
$$\frac{B-b}{4} < d < B - b \text{ et } \frac{L-l}{4} < d < L - l$$

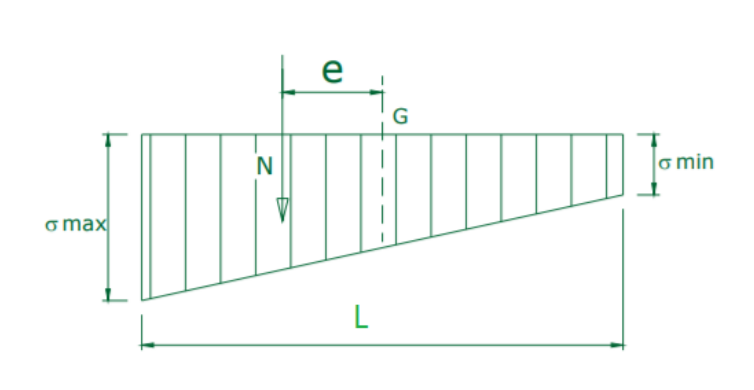
_*Avec B : la largeur de la semelle ; L : sa longueur, H : sa hauteur et d=0.9* H*

- **Etude du diagramme des contraintes pour la vérification de la résistance du sol et de la stabilité au poinçonnement :**

Nous admettons une répartition linéaire des pressions sous semelle, le diagramme des contraintes affecte la forme du trapèze ou d'un triangle, aucune traction du sol n'étant admise. Le diagramme doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Répartition trapézoïdale des contraintes : Ce cas décrit la compression totale de la semelle pour lequel $e_y = \frac{Mser}{Nser}$ doit être inférieur à $\frac{L}{6}$ $(e_y \leq \frac{L}{6})$



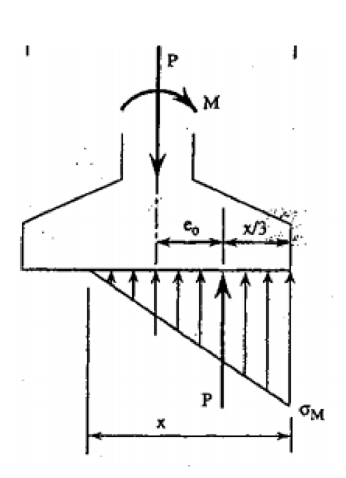


La contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible c-à-d:

$$\frac{3\,\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{max} = \frac{N}{BL}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$ et $\sigma_{min} = \frac{N}{BL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$

- Répartition triangulaire des contraintes :



Ce cas suppose que la semelle est partiellement comprimée avec :

$$(e_y \geq \frac{L}{6})$$

Celle-ci est considérée comme le cas limite du précèdent, la contrainte minimale étant égale à zéro, la contrainte maximale est alors :

$$\boldsymbol{\sigma_{max}} \leq 1.33\ \boldsymbol{\sigma_{sol}}$$

Il est facile de vérifier que $N = \boldsymbol{\sigma_{max} * B\frac{x}{2}\ et\ e_0 + \frac{x}{3} = \frac{L}{2}}$ **(N=P de la figure)**

Soit : $$\boldsymbol{\sigma_{max}} = \frac{\mathbf{2N}}{\mathbf{3B}\left(\frac{L}{2}-\boldsymbol{e_0}\right)}$$

Ces relations représentent les conditions de ***résistance du sol*** et permettent de déterminer les dimensions de la semelle comme a été expliqué auparavant.

Elles permettent également de vérifier ***la stabilité au poinçonnement*** suivant le DTU 13-12.

Remarque :

Les contraintes pour lesquelles nous avons effectué les vérifications mentionnées ci-dessus devront être calculées avec N=N_{ser}+PP et $e_y = \frac{Mser}{N}$ (PP : Poids propre de la semelle choisie) ;

$PP = B \times L \times H \times \rho\ (KN)$ Avec **ρ**= 25 KN/m^3 le poids volumique du béton

➢ **Vérification au non-renversement :**

Cette vérification sera faite par rapport à l'extrémité de la semelle. La condition de non-renversement exige de vérifier que :

$$\frac{\boldsymbol{M_{st}}}{\boldsymbol{M_b}} > \mathbf{1,5}$$

M_{st}: Moment de stabilité : $M_{st} = \frac{\mathrm{N}\ L}{2}$

M_b: Moment de basculement : $M_b = M_x$

- **Ferraillage semelle :**

A premier abords, nous calculons les armatures en ELU (combinaisons fondamentales et accidentelles), puis nous allons les vérifier à l'ELS :

✓ **A l'ELU :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

- Si $e_0 \leq B/24$:
  - Les armatures parallèles à L sont : $A_L = \frac{N_u\left(1+3\frac{e_0}{L}\right)(L-l)}{8\, d_L\, \sigma_s}$
  - Les armatures parallèles à B sont : $A_B = \frac{N_u\left(1+3\frac{e_0}{L}\right)(B-b)}{8\, d_B\, \sigma_s}$

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78\ MPa$

l : longueur du voile

b : Largeur du voile

- Si $e_0 > B/24$:
  - Les armatures parallèles à L sont : $A_L = \frac{M_1}{d_L\, \sigma_s}$

    Avec $M_1 = \left(\frac{L}{2} - 0.35l\right)^2 \left(1 + 4\frac{e_0}{L} + 1.4\frac{e_0\, l}{L^2}\right)\frac{N_u}{2L}$
  - Les armatures parallèles à B sont : $A_B = \frac{N_u\left(1+3\frac{e_0}{L}\right)(B-b)}{8\, d_B\, \sigma_s}$

Le tableau en annexe 1 résume les valeurs trouvées

✓ **Vérification en l'ELA :**

A partir des formules précédentes, nous allons vérifier si les armatures choisies suffisent pour la combinaison accidentelle la plus défavorable, avec :

$$e_0 = \frac{M_a}{N_a}$$

(Voir annexe 2)

IV- Variante 2 : Avec des profilés métalliques

4-1- Généralités :

Si d'autres techniques de renfort existent (béton armé comme vu préalablement), la consolidation avec l'acier des poutres, des poteaux et des dalles en béton armé est très appréciée des professionnels car il offre une flexibilité et une facilité de mise en œuvre tout à fait pratique. Ainsi, nous avons proposé de notre part une deuxième variante avec des profilés métalliques liant entre les éléments du bâtiment comme présenté sur la figure ci-dessous. La consolidation par adjonction des profilés en acier est adaptée, aussi bien pour renforcer la structure détériorée que pour supporter les accroissements des charges. Les profils de renfort prennent appui sur la structure existante et sur une structure rajoutée (voiles et dalles).

Ces points de liaison vont constituer des points d'inflexion pour les poteaux et diminueront ainsi la longueur de flambement des poteaux vue que la rigidité de ces derniers est faible et qu'ils présentent des déplacements importants (de l'ordre de 10 cm). De plus, ils sont sensibles au séisme pour lequel la ductilité de l'acier est importante.



Figure 27: Attache d'une poutre en acier sur une poutre en béton existante

Les illustrations montrent la mise en place d'une poutre en acier rapportée sur un poteau en béton et sur une poutre en acier fixée par une platine et des chevilles chimiques sur une poutre en béton armé. Dans les deux cas, la technique est semblable.

Après avoir vérifié la résistance et la stabilité aux efforts appliqués (effort tranchant, moment fléchissant…) engendrés par la nouvelle situation de chargement, nous procédons au perçage du support avec des moyens adéquats comme un outil de coupe diamant…

La découpe ne doit pas endommager les barres d'armature en acier du béton armé. L'interruption du ferraillage est particulièrement préjudiciable lorsque celui-ci résiste à des efforts de flexion. Lors de telles manipulations sur une structure, il faut traiter les assemblages induisant des effets d'encastrement avec beaucoup de précautions. De tels efforts sont préjudiciables au fonctionnement de la structure s'ils ne sont pas pris en compte et, lorsqu'ils sont voulus, ils n'en sont pas moins difficiles à mettre véritablement en œuvre.

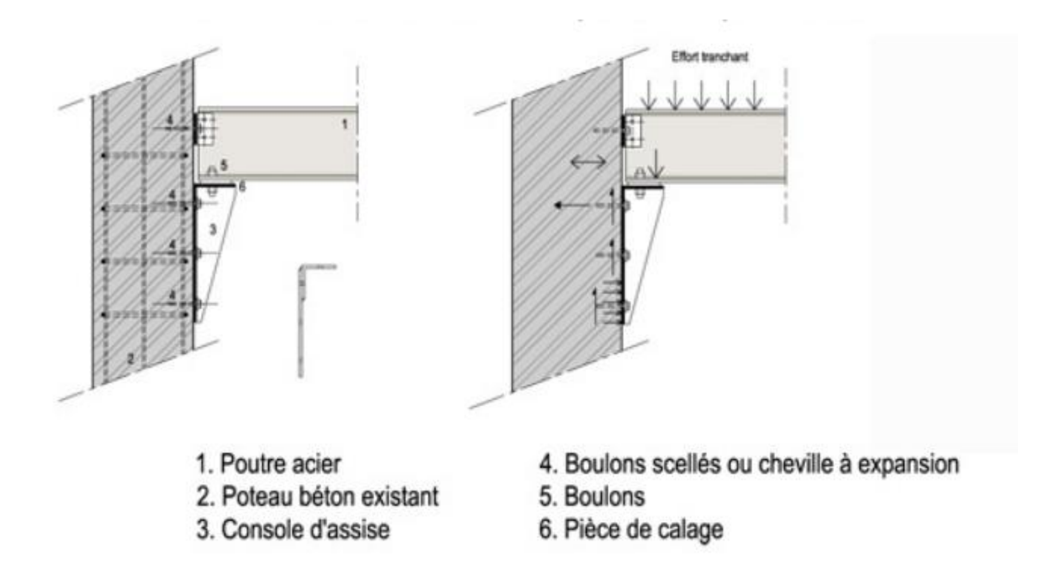


Figure 28: Schéma d'un détail d'attache d'une poutre métallique sur un poteau existant

➢ **Les techniques de fixation disponible pour attacher, coller, poser…**

- <u>Boulons à expansion, goujons d'ancrage :</u>

Les boulons à expansion ou les goujons d'ancrage permettent d'accrocher des charges moyennes et lourdes dans les matériaux pleins. Les boulons sont composés d'une vis ou d'un boulon et d'une cheville métallique. Les goujons d'ancrage se composent d'une tige filetée à embout conique munie d'une bague, sans cheville. Le protocole de mise en place se déroule en 3 phases :

Figure 29: Attache avec des Boulons à expansion, goujons d'ancrage

1. *Perçage du trou au perforateur,*
2. *Pose du boulon dans le trou,*
3. *Serrage de la pièce à fixer.*

NB : Dans le béton, les goujons résistent à une charge allant jusqu'à 8 kN.

- <u>Chevilles chimiques ou scellement chimiques</u>

Les scellements ou les chevilles chimiques permettent de fixer directement une tige filetée dans le béton ou dans les matériaux pleins. Les charges admises sont très lourdes et le scellement est pratiquement indestructible. Le mortier chimique peut même être utilisé pour ancrer des fers à béton dans une structure existante. Le protocole de mise en place se déroule en 5 phases :

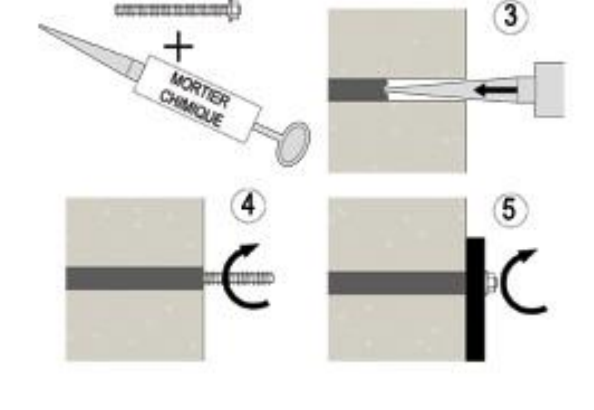


Figure 30: Attache avec des chevilles chimiques ou scellement chimiques

1. Perçage du trou au perforateur,
2. Nettoyage soigneux du trou,
3. Remplissage du trou au mortier,
4. Mise en place de la tige filetée,
5. Serrage de la pièce à fixer.

NB : Les goujons résistent à des charges pouvant atteindre jusqu'à 90 kN de charge. Le résultat dépend du matériau et du soin avec lequel la fixation a été réalisée (qualité de nettoyage du trou…).

4-2- Choix du profilé pour cette variante :

Pour cette variante, nous avons opté pour une solution utilisant des profilés métalliques. Pour augmenter la rigidité du bâtiment, nous avons également pensé à utiliser des voiles chainés par dalles au milieu de la structure, pour assurer la symétrie de celle-ci comme ce que montre la figure ci-dessous :

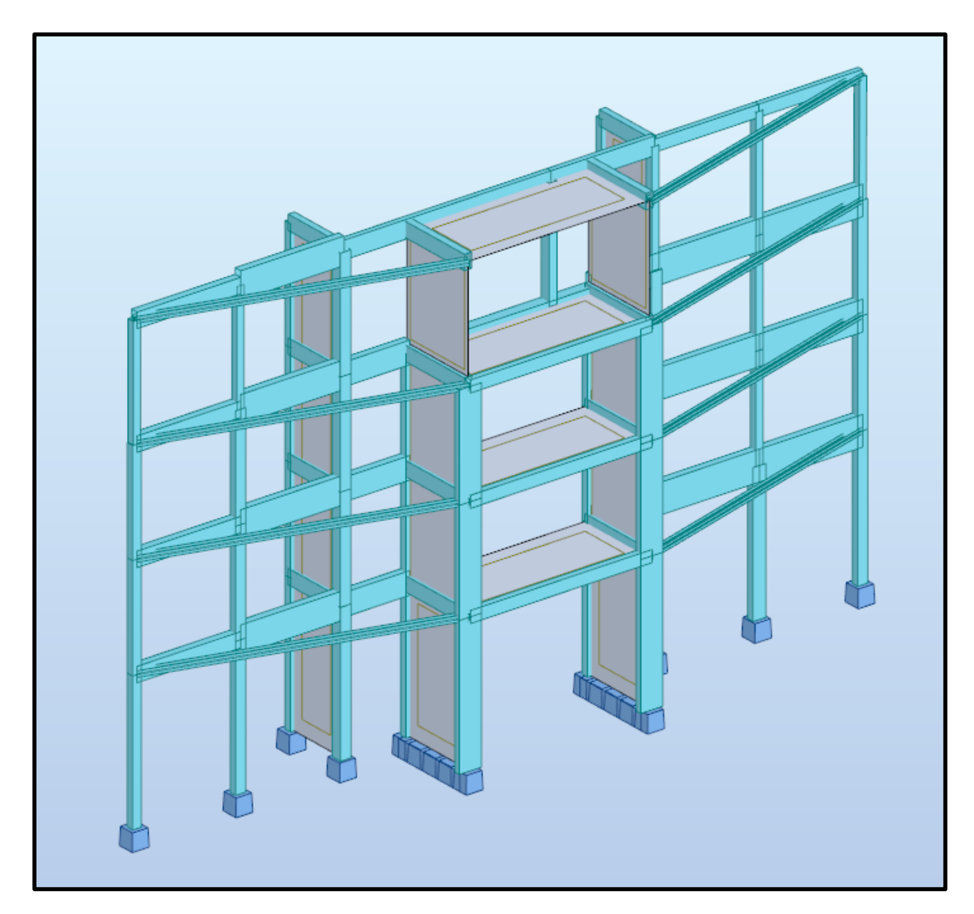


Figure 31: Renforcement de la façade par des profilés métalliques

➔ Après avoir lancé le calcul sur le logiciel RSA, nous avons obtenu une structure stable aux déplacements.

➢ **Choix du profilé :**

Un des éléments de la conception de notre variante de renforcement est le choix du type de profilés. D'une façon générale, le choix s'opère entre les pannes minces formées à froid, les pannes tubulaires et les pannes en poutrelles laminées à chaud, (IPE, IPN, HE). Cependant, quel que soit le type retenu, la nature de l'assemblage et sa faisabilité sur le chantier ainsi que le facteur de transport devront valoriser ce choix.

- <u>Pannes minces formées à froid :</u>

Les constructions en tôles minces ont été de plus en plus utilisées pendant ces dernières années, notamment pour les toits des bâtiments industriels. L'important problème de la stabilité locale prend donc un intérêt considérable pour l'ingénieur civil.

Ces profils présentent plusieurs avantages par rapport aux profils laminés à chaud dont:

- ✓ Très léger et fin ;
- ✓ Géométrie différente de celle des profilés laminés à chaud et généralement plus petits ;
- ✓ Thermo-zingué ;
- ✓ Non soudable, montage par boulonnage uniquement ;
- ✓ Construction très légère. Les profilés peuvent être portés par une seule personne ;
- ✓ Facile à travailler sur le chantier (couper, percer…) ;
- ✓ Assemblage rapide ;
- ✓ Construction à sec ;
- ✓ Différentes finitions possibles. Peut égaler la construction massive traditionnelle.

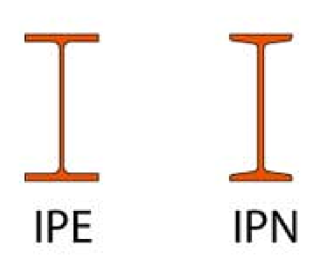
Les plus courants sont du type ***Sigma (Σ), CEE (C), ZED (Z) et Sigma (Se)***

- Les pannes tubulaires :

Pour la construction métallique, les sections tubulaires constituent en théorie, la solution la plus économique ; à poids égal, les sections tubulaires possèdent, en effet, des moments d'inertie plus grands que ceux des profilés ordinaires. Malgré ces avantages, les sections tubulaires n'étaient employées que dans des cas tout à fait exceptionnels, à cause des difficultés d'exécution des charpentes tubulaires, de leur entretien malaisé et de leur coût élevé.

- Pannes en poutrelles laminées à chaud (I, H…) :

Ces profilés sont classés parmi les produits longs, c'est à dire les produits qui représentent une dimension nettement plus importante que les deux autres dimensions qui déterminent la section. Les profilés obtiennent leur forme (I, H, U, …) par un laminage à haute température. Ils sont désignés en fonction de la forme de leur section.



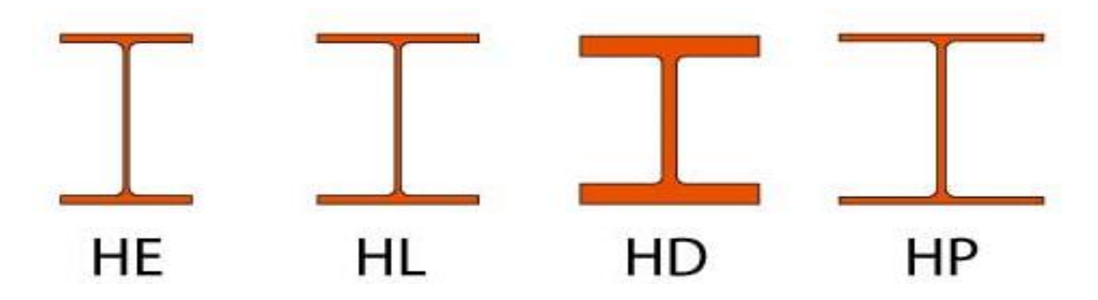
✓ Profilés en I

▪ IPE Poutrelles I européennes : Profilé IPE. Profilé à ailes parallèles d'épaisseur constante. Caractéristiques mécaniques équivalentes, mais plus légers que les profilés IPN et permettent des raccords plus faciles.

▪ IPN Poutrelles normales européennes : Profilé IPN se distingue du profilé IPE par ses ailes inclinées

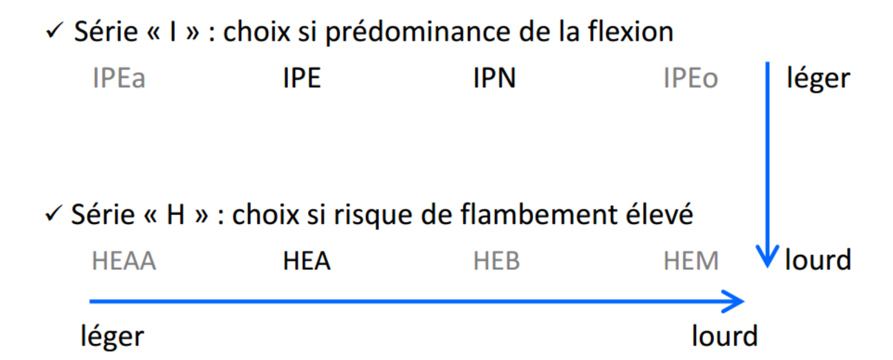
✓ Profilés en H

Poutrelles européennes à larges ailes



- Profilé HE ou profilé à larges ailes. Profilés à larges ailes parallèles.
- Le profilé HL est également un profilé à larges ailes et comporte des ailes plus larges. Disponible à partir d'une certaine hauteur minimum.
- Profilé HD, profilé spécial pour colonnes.
- Profilés en H utilisés pour les applications en fondation. Voir également palplanches.

D'une manière générale,



Analyse et commentaire :

Les profilés travaillent en compression et en traction ainsi qu'en flexion et leur non-horizontalité amplifie ces efforts. Ils sont sollicités **à la flexion déviée et composée**. Le choix des IPN est à exclure car ils résistent mal à la flexion gauche contrairement aux IPE qui, bien qu'ils soient plus encombrants, peuvent résister à une flexion légèrement déviée.

Reste à comparer entre les HEA, les IPE et les tubes :

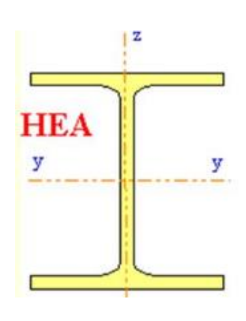
Les HEA résistent mieux à la compression (bonne résistance au flambement) c'est pour cette raison qu'ils sont destinés à la compression. Ils sont aussi adéquats comme poutres, mais ils s'avèrent lourds et chers par rapport aux IPE pour la même résistance à la flexion.

Donc pour la flexion, les IPE sont optimaux car ils nous donnent une bonne résistance à la flexion avec un poids et un coût beaucoup plus réduits que ceux des HE. Cependant, les IPE sont faibles sous l'effet de la compression, ils flambent facilement sur leur axe faible, il est déconseillé de les utiliser comme élément de compression.

Alors que pour les tubes ronds, même s'ils sont difficiles à assembler, ils sont dotés d'une inertie égale dans toutes les directions.

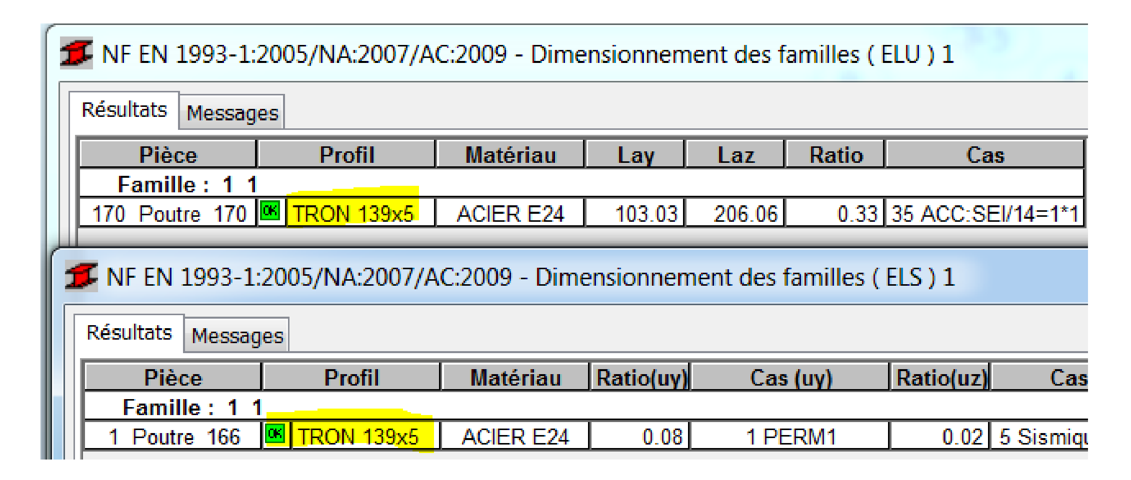
- ✓ Nous allons exclure les IPE.

Reste à comparer entre les HEA et les tubes ronds ;



Les HEA est un bon choix, sauf que $I_y > I_z$. Par conséquent, la grande inertie absorbera le flambement autour de l'axe z de la section (sous les charges du séisme et du vent). Cependant, le profilé est exposé au flambement dans ces deux directions (y et z). Si nous choisissons de le disposer de sorte à favoriser la plus grande inertie vis-à-vis les efforts horizontaux, et vu la longueur de ces barres (9.83 m), la flexion due à son poids propre seul, pourrait le ruiner.

- ✓ Par conséquent, nous avons opté pour **les tubes ronds**. Le nombre de profilés conçus : 8 profilés de type : **TRON 139 x 5**



NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 1

Résultats | Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 1						
170 Poutre 170	TRON 139x5	ACIER E24	103.03	206.06	0.33	35 ACC:SEI/14=1*1

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELS) 1

Résultats | Messages

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas
Famille : 1 1						
1 Poutre 166	TRON 139x5	ACIER E24	0.08	1 PERM1	0.02	5 Sismiq

Figure 32: Profilé choisi pour le renforcement de la façade

➢ Technique *d'assemblage :*

L'assemblage des profilés sera de telle sorte à réaliser un encastrement dans le plan du profilé où il est soumis à son poids propre et une rotule dans le plan perpendiculaire sous les charges sismiques.

Pour pouvoir assembler les tubes creux, des platines sont soudées à ces tubes et s'attacheront par la suite à une autre platine par le biais des boulons qui doivent être dimensionnés conformément aux règles d'assemblages exigées par la norme.

Cette platine est encastrée aux éléments en béton armé (voiles ou poteaux) par l'intermédiaire de tiges de scellement.

Figure 33: vue en 3D des tubes assemblés sur la façade existante

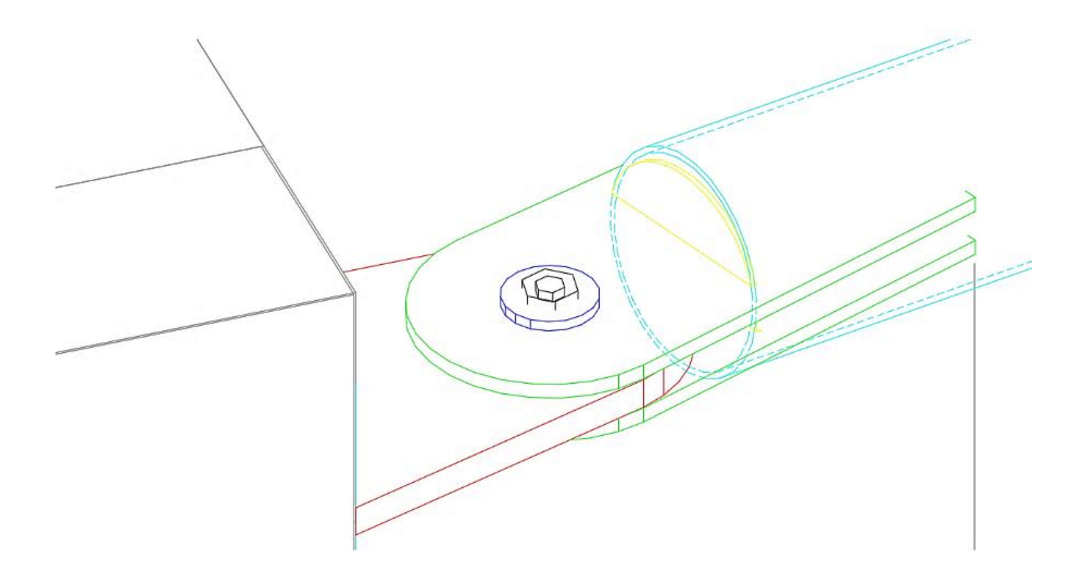


Figure 34: assemblage du tube à la platine par boulonnage

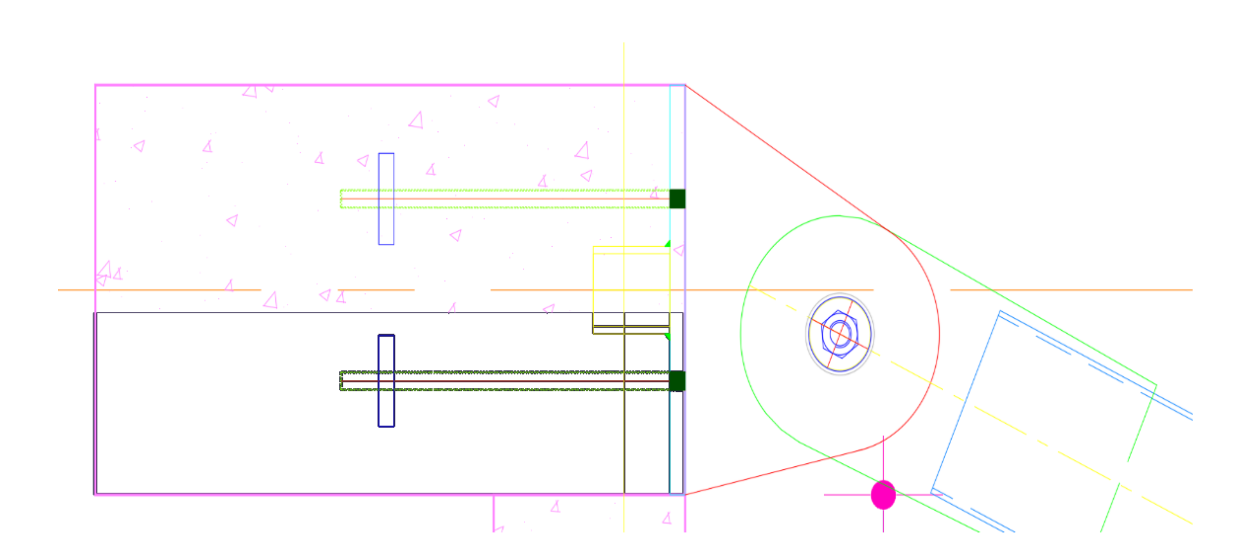


Figure 35: Encastrement de la platine aux éléments en BA par des tiges de scellement

4-3- Justification de la stabilité de la structure :

➢ **L'analyse modale du bâtiment :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
4/ 25	9.98	0.10	91.72	75.61	0.34
4/ 26	10.34	0.10	91.77	80.69	0.47
4/ 27	10.58	0.09	91.78	80.92	0.47
4/ 28	10.98	0.09	91.80	83.67	0.47
4/ 29	11.52	0.09	95.17	83.80	0.47
4/ 30	12.17	0.08	95.21	84.23	0.69
4/ 31	12.62	0.08	95.21	84.32	0.69
4/ 32	13.01	0.08	95.21	84.43	15.07
4/ 33	13.18	0.08	95.21	84.84	16.85
4/ 34	13.37	0.07	95.21	84.86	34.95
4/ 35	13.70	0.07	95.23	85.26	34.95
4/ 36	13.88	0.07	95.24	85.30	34.99
4/ 37	14.57	0.07	95.24	86.59	35.01
4/ 38	16.40	0.06	95.24	86.59	35.01
4/ 39	16.64	0.06	95.24	86.59	35.02
4/ 40	16.73	0.06	95.24	86.61	39.33
4/ 41	17.67	0.06	95.24	86.62	39.33
4/ 42	19.53	0.05	95.25	86.73	43.54
4/ 43	21.13	0.05	95.41	86.73	43.54
4/ 44	21.97	0.05	96.43	86.73	43.55
4/ 45	28.05	0.04	96.43	87.00	43.57
4/ 46	29.23	0.03	96.43	87.04	43.59
4/ 47	29.58	0.03	96.43	87.22	44.78

Figure 36: Masse participante de la façade renforcée en acier

➢ **Distance entre le centre de gravité et le centre de torsion :**

Les coordonnées de G et R sont presque confondus :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
1/ 1	Etage 1	164976.65	12.36 3.37 2.85	12.58 4.91 3.21
1/ 2	Etage 2	117543.76	12.35 3.74 7.40	12.58 4.95 7.22
1/ 3	Etage 3	135078.35	12.39 3.46 11.01	12.58 4.95 10.77
1/ 4	Etage 4	34000.70	13.58 2.89 14.79	13.41 3.08 14.69
2/ 1	Etage 1	164976.65	12.36 3.37 2.85	12.58 4.91 3.21

Figure 37: coordonnées du CG et du centre de R de la façade renforcée enacier

➢ **Déplacement latéral du bâtiment :**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3.2	3.3	0.1	0.006	0.003	0.014
Noeud	53	66	232	62	54	53
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	26 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-3.3	-3.5	-0.3	-0.005	-0.003	-0.014
Noeud	53	66	67	62	53	53
Cas	39 (C) (CQC)	39 (C) (CQC)	18 (C)	51 (C) (CQC)	39 (C) (CQC)	39 (C) (CQC)
Mode						

Figure 38: Déplacement latéral maximal de la façade renforcée aux profilés métalliques

✓ Le déplacement latéral < 0.004 H = 6.2 cm (H=15.48 m)

4-4- Dimensionnement des semelles :

La démarche de calcul est compatible à celle de la première variante. (Voir les tableaux donnés en annexe 3 pour les détails de calcul).

Le ferraillage a été également dimensionné par la combinaison sismique la plus défavorable.

V- Comparaison et recommandation :

5-1- Critères généraux de comparaison :

- ***Esthétique :***

  La variante en charpente métallique s'avère plus esthétique que celle en Béton armé. De plus, cette dernière est plus encombrante ce qui contraint la circulation.

- ***Poids :***

  La variante en béton armé alourdit la structure par rapport à celle en charpente métallique.

- ***Temps d'exécution :***

  L'exécution des poutres métalliques préfabriquées est plus rapide que celle en béton armé qui demande plus de temps (coffrage, coulage…) et qui nécessite une pause hivernale.

5-2- Métré des deux variantes :

Nous avons effectué un métré estimatif pour pouvoir analyser le budget des deux variantes. Les détails des métrés sont donnés en annexe 4.

5-3- Analyse budgétaire des deux variantes :

➢ **La variante en béton armé :**

Variante en BA				
		unité	Prix unitaire (Dh/unit)	Prix total
TOTAL Béton de propreté	3.56	M3	1039.2	3 699.55
TOTAL : BA Pour Semelles	24.92	M3	1072.21	26 719.47
TOTAL : BA Pour Poutre	640.54	M3	401.41	257 119.16
TOTAL : BA Pour Fut Voile+Voile	13.81	M3	320.82	4 429.32
Totale Acier	3 581.88	KG	10.83	38 791.77
COUT TOTAL (Dh)				330 759.28

Tableau 4: Métré et budget de la façade renforcée en BA

➢ **La variante en profilé métallique**

Variante en charpente métallique				
		unit	Prix unitaire (Dh/unit)	Prix total
TOTAL Béton de propreté	1.00	M3	1039.2	1 039.20
TOTAL : BA Pour Semelles	7.00	M3	1072.21	7 505.47
TOTAL : BA Pour Poutre	448.38	M3	401.41	179 983.41
TOTAL : BA Pour Fut Voile+Voile	4.52	M3	320.82	1 451.31
Totale Acier	3 045.48	KG	10.83	32 982.50
Total Profilé TUBO114x5	1 309.41	KG	20.8	27 235.69
COUT TOTAL				250 193.23

Tableau 5: Métré et budget de la façade renforcée

Recommandation :

La variante en charpente métallique est plus économique que la solution en béton armé. Elle permet une économie de 15%

→ Le renforcement de la façade existante avec des profilés métalliques est à recommander

Chapitre 3 :

Conception Générale du BLOC 3



I- Présentation et conception



Figure 39: délimitation du bloc 3

Le bloc 3 constitue la partie la plus complexe du projet. Il s’agit d’un bâtiment R+4 avec deux sous-sols. Il est d’une hauteur totale de 24.55 m. La particularité de ce bloc se reflète par les formes géométriques courbées de ces parties comme sera illustré sur ces figures:

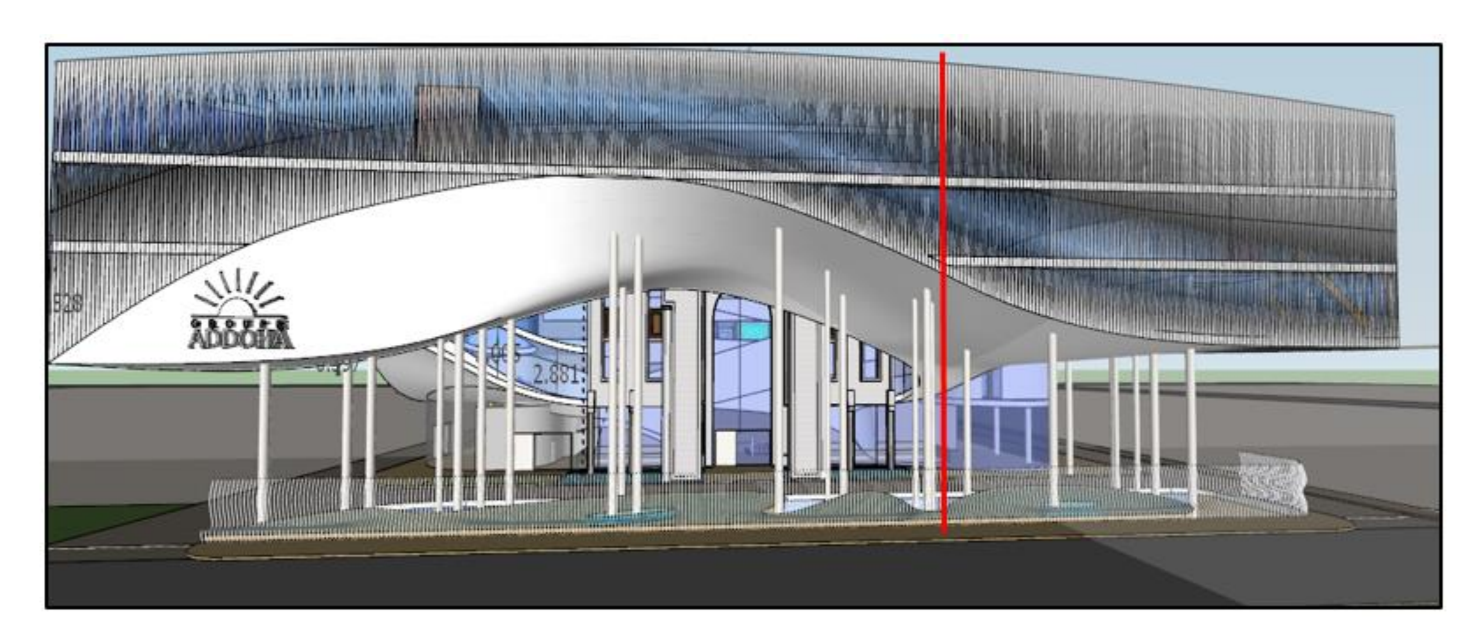


Figure 40: Délimitation de la façade principale du bloc3

➢ La finalité architecturale de chaque étage est présentée ci-dessous :

- Sous-sol 2 : d'une hauteur de 3.9 m, est destiné au parking général du siège ;
- Sous-sol 1 : d'une hauteur de 3.05 m, est destiné au parking Présidence et direction général du siège avec un local technique de surveillance, une salle de Gym et des salles de repos. Il possède également un passage carrossable des engins de la protection civile ;
- RDC : d'une hauteur de 4.2 m et d'une superficie de 1990 m², constitue un espace de travail des banques ; à partir duquel commence la structure de la façade existante (son RDC);
- 1er étage : d'une hauteur de 3.35 m d'une superficie de 2560 m², comporte l'auditorium ainsi que des directions ;
- 2ème étage : d'une hauteur de 3.35 m et d'une superficie de 2506 m², comporte la couverture de l'auditorium ainsi que des directions et des salles de réunion ;
- 3ème étage : d'une hauteur de 3.35 m et d'une superficie de 2888 m², possède des directions et des salles de réunion ;
- 4ème étage : d'une hauteur de 3.35 m et d'une superficie de 2872 m², possède les bureaux présidentiels avec des salles de réunion et une salle de conseil.

➢ Les principales exigences architecturales :

- La retombée maximale des poutres ne doit pas dépasser 50 cm
- Les poteaux disposent d'une forme elliptique, demi-elliptique et circulaire.
- Les diamètres des poteaux de la façade ne doivent pas dépasser 80 cm.

➢ Problématique du bloc :

- Le bloc 3 est contraint par :
- Formes géométriques spéciales : courbées en plan et en espace
- Poteaux mixtes à la façade
- Structure irrégulière : en torsion

…

II- Inventaires des charges :

Selon la norme NF P 06-004 et la conception architecturale du projet, voici les valeurs des charges permanentes et d'exploitation :

1-1- Charges permanentes :

Charges Permanentes surfaciques	Charge surfacique (kN/m²)
Revêtement du sol	1.4
Cloisons légères	0.75
Forme de pente en terrasse	2.20
Protection étanchéité	0.80
Etanchéité + isolation thermique	0.20
Enduit sous plafond	0.30

Tableau 6: Détail des charges permanentes dur le bloc 3

- **Terrasse :**

+ Forme de pente en terrasse
+ Protection étanchéité
+ Etanchéité + isolation thermique
+ Enduit sous plafond

CP= 3.5 kN/m²

- **Etage courant :**

+ Revêtement du sol
+ Cloisons légères
+ Enduit sous plafond

CP≈ 2.5 kN/m²

Le tableau suivant résume les charges permanentes de l'étage courant et la terrasse :

Charges surfaciques (permanentes)	Valeur (kN/m²)
Etage courant	**2.5**
Terrasse	**3.5**

Tableau 7: Valeurs des Charges permanentes sur l'étage courant et la terrasse

En plus de ces charges surfaciques, il existe également une charge linéaire et permanente qu'il faut prendre en compte et qui représente le poids propre du mur-rideau (dans les étages courants) et de l'acrotère (en terrasse). Elle est de l'ordre de **3kN/ml** et est appliquée conformément aux plans architecturaux.

1-2- Charges d'exploitation :

Comme leur nom l'indique, il est incontestable que ces charges dépendent du type d'utilisation et donc de la nature du local. Ce tableau résume les différents types disponibles :

Charges d'exploitation	Valeur (kN/m²)
Salles de restaurant, cafés, cantines	**2.5**
Bureaux	**2.5**
Salles de réunion	**2.5**
Halles de circulation	**4**
Lieux de spectacles et de sports	**6**
Cuisines des collectivités	**2.5**
Garages et parcs de stationnement de voiture légères	**2.5**
Terrasse (inaccessible)	**1**
Bassin	**6.5**

Tableau 8: Charges d'exploitation considérées pour le bloc 3

Par ailleurs, l'architecte a prévu une voie carrossable au RDC. Cette voie doit être dimensionnée de sorte à supporter le passage des voitures et des secours. Afin d'évaluer la charge d'exploitation la plus défavorable, et donc la plus importante, il convient de prendre en considération le passage du plus lourd camion de pompiers (rempli d'eau), ce qui correspond à une charge de l'ordre 260kN. Le calcul de la charge totale d'exploitation au niveau de cette voie se calcule comme suit :

Charge appliquée sur la voie carrossable	
PP du camion de pompier (kN)	260
Surface totale d'une dalle appartenant à la voie carr (m²)	33
Charge surfacique du camion (kN/m²)	7.88
Charge surfacique du camion (kN/m²) arrondie	10
Charge exploitation - extérieur (kN/m²)	3.5
Charge totale d'exploitation	**13.5**

Tableau 9: Charge d'exploitation appliquée sur la voie carrossable du bloc 3

III- Réponse du bloc à l'action sismique et dispositions parasismiques :

3-1- Joints de séparation :

Selon le RPS 2011 :

- Il convient de séparer par des joints les bâtiments de hauteurs et de masses très différentes (écart supérieur à 15%), ou de niveaux intercalés
- Le joint de séparation entre deux blocs adjacents doit assurer le libre déplacement des blocs sans contact préjudiciable. Son matériau de remplissage ne doit pas pouvoir transmettre l'effort d'un bloc à l'autre

Pour notre cas, le joint de séparation a une largeur de 10 cm.

➔ ***Le déplacement latéral du bloc ne doit pas dépasser 5 cm.***

3-2- Analyse de la régularité du bloc et choix de la méthode du calcul sismique :

3.2.1 Régularité en plan selon le RPS :

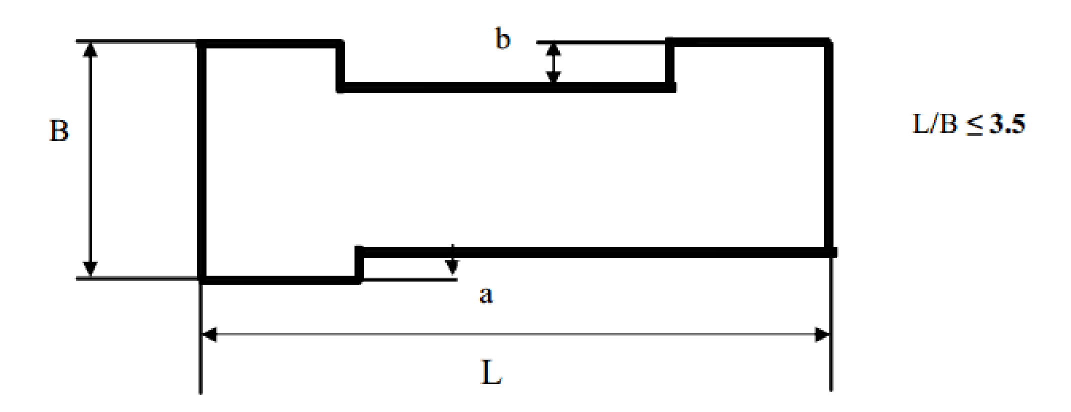
- La structure ne présente aucune une distribution de masse et de rigidité sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales→ Non vérifié

- Vérification de l'élancement : L'élancement $\frac{L}{B}$ ne doit pas dépasser la valeur 3.5 (avec L :longueur du bâtiment, B : sa largeur)

  ✓ B=35.86m

  ✓ L=46.22 m

➔ $\frac{L}{B} = 1.3 < 3.5 \quad Vérifié$



- Réponse du bloc à la torsion

Dans le contexte de l'action sismique, l'excentricité entre le centre de gravité CG et le centre de rigidité CR de la structure peut être à l'origine de la torsion d'un bâtiment.

Outre la flexion et le cisaillement, les composantes horizontales de l'action sismique (Fx et Fy) peuvent induire la torsion de la structure, à condition que le CG et le CR d'un certain niveau soient excentrés. En effet, la distance qui sépare le CG d'un étage, point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre, et le centre de torsion de cet étage crée les moments de torsion suivant :

$Mt = Fy_i\ [CGi\ ;CRi]_x$

$Mt = Fx_i\ [CGi\ ;CRi]_y$

Où : Fy_i (respectivement Fx_i) est la composante des forces sismiques suivant l'axe y (resp. l'axe x)

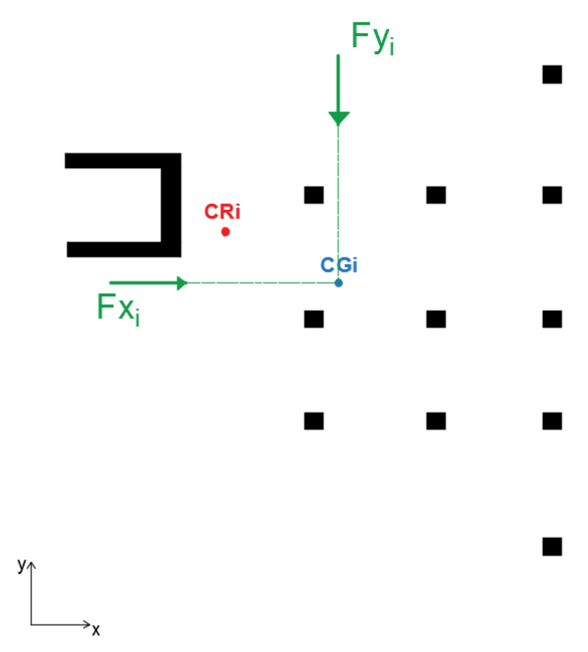


Figure 41: Composantes horizontales sismiques d'une structure suivant x et y

3.2.2 Régularité en plan selon le RPS

« A chaque niveau, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique, ne doit pas dépasser 0.20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation. »

$$d \leq 0.2\sqrt{r}$$

Où : Suivant l'axe x :

$$d_x = [CGi\ ;\ CRi]_x$$

$$r_x = \frac{raideur\ de\ torsion}{raideur\ de\ translation} = \frac{\sum I_j\, x_j^2}{\sum I_j}$$

Avec :

I_j : L'inertie des éléments structuraux (voiles et poteaux mixtes) selon l'axe x ;

x_j : La distance des éléments structuraux par rapport à x du centre de gravité de la structure.

De même suivant l'axe y :

$$d_y = [CGi\ ;CRi]_y$$

$$r_y = \frac{\sum I_j\, y_j^2}{\sum I_j}$$

I_j : L'inertie des éléments structuraux (voiles et poteaux mixtes) selon l'axe y ;

x_j : La distance des éléments structuraux par rapport à y du centre de gravité de la structure.

Le contreventement du bloc en question est assuré par des voiles en Béton Armé et des portiques composés de poteaux mixtes *(la justification de ce choix sera traitée dans la partie 5-3 de ce chapitre)*

Ainsi, l'étude de la régularité de cette structure se porte sur ces éléments.

- Centre de gravité :

Les coordonnées du centre de gravité sont calculées de la sorte :

$$X_{CGi} = \frac{\sum m_j X_j}{\sum m_j}$$

$$Y_{CGi} = \frac{\sum m_j Y_j}{\sum m_j}$$

$$avec\ m_j : la\ masse\ des\ éléments\ structuraux$$

Tout calcul fait :

$$X_{CGi} = 29.06\ m$$

$$Y_{CGi} = 18.65\ m$$

- Centre de rigidité :

$$X_{CRi} = \frac{\sum_j (E_p\ I_{xpj}\ X_{pj}) + \sum_j (E_v\ I_{xvj}\ X_{vj})}{\sum_j (E_p\ I_{xpj}) + \sum_j (E_v\ I_{xvj})}$$

&

$$Y_{CRi} = \frac{\sum_j (E_p\ I_{ypj}\ Y_{pj}) + \sum_j (E_v\ I_{yvj}\ Y_{vj})}{\sum_j (E_p\ I_{ypj}) + \sum_j (E_v\ I_{yvj})}$$

Où l'indice *p* désigne les caractéristiques des poteaux mixtes et l'indice *v* celles des voiles.

Soient :

- Le module l'élasticité du béton $E_{cm} = E_v$

Le béton utilisé dans ce projet est le B30, qui correspond à C30/37 conformément à la nouvelle désignation. Cette classe du béton se réfère à la résistance sur éprouvette cylindrique fck=30MPa, tandis que le deuxième nombre correspond à la résistance sur éprouvette cubique (fck = 37MPa).

Classe de résistance	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}\ (N/mm^2)$	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}\ (N/mm^2)$	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$E_{cm}\ (kN/mm^2)$	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Tableau 10: Caractéristiques fck, fctm et Ecm des classes de résistance du béton

Où :

- fck est la résistance caractéristique à la compression sur éprouvette cylindrique, mesurée à 28 jours,
- fctm est la résistance moyenne à la traction au même âge,
- Ecm est le module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets de courte durée d'application

Ainsi :

$$\boldsymbol{E_{cm} = E_v = 32\ GPa}$$

Dans la plupart des structures de bâtiments mixtes, pour les effets à court terme et à long terme, le module d'élasticité « efficace » du béton $\boldsymbol{E_c{}'}$est définit par :

$$\boldsymbol{E_c' = \frac{E_{cm}}{2} = 16\ GPa}$$

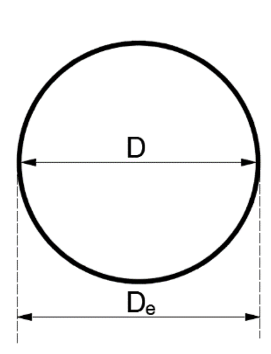
- Le module l'élasticité de l'acier E_a

L'acier utilisé dans les poteaux mixtes est le S235 => $\boldsymbol{E_a = 210\ GPa}$

En vue de déterminer des caractéristiques mécaniques homogénéisées de section (aires et moments d'inertie) pour les poteaux mixtes, il est pratique d'introduire le concept de coefficient d'équivalence acier-béton défini comme étant le rapport :

$$(coefficient\ d'équivalenceacier\ béton) \qquad n = \frac{E_a}{E_c{}'} = 13.1$$

- Pour les poteaux circulaires mixtes :



Soit D le diamètre d'un poteau mixte :

$$(L'inertie\ su\ béton) \qquad I_{cm/x} = I_{cm/y} = \frac{\pi\, D^4}{64}$$

$$(\ L'inertie\ de\ l'acier) \quad I_{\frac{a}{x}} = I_{\frac{a}{y}} = \frac{\pi\, ({D_e}^4 - D^4)}{64}$$

⇨ Ce qui nous amène vers la détermination des caractéristiques équivalentes du **mixte** :

$$I_t\, E_t = I_{cm}\, E_{cm} + I_a\, E_a$$

$$E_a = n \ E_{cm}$$

Ainsi : $$I_p \ E_p = I_t \ E_t = (n \ I_{cm} + I_a) \ E_{cm}$$

Ce qui revient à calculer le centre de rigidité de la sorte :

$$X_{CRi} = \frac{\sum_j (n \ I_{cm} + I_a) \ X_{pj} + \sum_j I_{xvj} \ X_{vj}}{\sum_j (n \ I_{cm} + I_a) + \sum_j I_{xvj}}$$

& $$Y_{CRi} = \frac{\sum_j (n \ I_{cm} + I_a) \ Y_{pj} + \sum_j I_{yvj} \ Y_{vj}}{\sum_j (n \ I_{cm} + I_a) + \sum_j I_{yvj}}$$

- Pour les voiles : $E_v = E_{cm}$

  Le moment quadratique :

  - Pour les voiles suivant x :

$$I_x = \frac{e \ b^3}{12}$$

&

$$I_y = \frac{b \ e^3}{12}$$

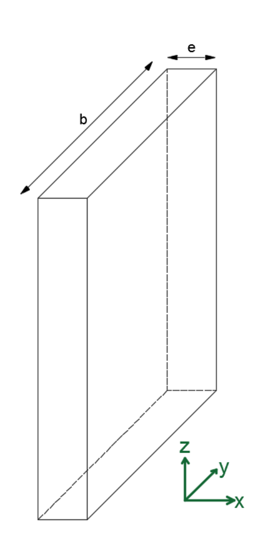


Figure 42 : Voile suivant x

  - Pour les voiles suivant y :

De même :

$$I_y = \frac{e \ b^3}{12}$$

&

$$I_x = \frac{b \ e^3}{12}$$

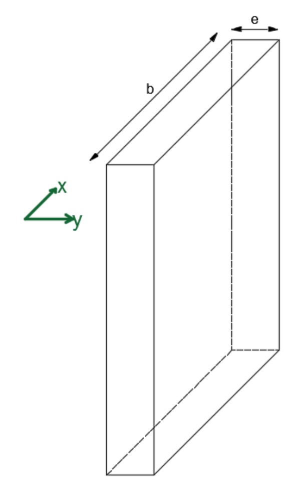


Figure 43: Voile suivant y

Ainsi, le centre de rigidité est :

$$X_{CRi} = 31.77 \ m$$

&

$$Y_{CRi} = 31.47 \ m$$

Résumé des résultats obtenus :

$$r_x = 34.57\, m^2 \text{ et } r_x = 32.28\, m^2$$

$$d_x = 2.72\, m \leq 0.2\, r_x = 6.91 m$$

& $$d_y = 12.82 m \geq 0.2\, r_y = 6.46\, m$$

Le centre de gravité est excentré par rapport au centre de gravité. Ainsi, la structure est en torsion.

➔ ***Critère de régularité en plan non respecté.***

3.2.3 Régularité en élévation selon le RPS :

Il en est de même pour l'élévation. La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur du bâtiment. Ce sont des conditions non-respectées ce qui prive ce bâtiment de sa régularité en élévation.

➔ ***Critère de régularité en élévation non respecté.***

Conclusion :

Le calcul sismique dépend de la régularité se fait par deux méthodes :

- L'approche statique équivalente : basée sur la distribution régulière de la rigidité et de la masse
- L'approche dynamique : adoptée si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites.

➔ ***La méthode utilisée est l'approche dynamique puisque notre bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.***

3-3- Dispositions constructives selon PS 92 et le RPS2011 :

3.3.1 Définition de la zone critique :

On désigne par zone critique toute partie d'un élément structurel principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire. Elles sont définies et localisées par les PS-92 pour chaque type de structure.



Figure 44: Pieds de poteaux: Imperial valley

3.3.2 Confinement :

On désigne par béton confiné un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures (longitudinales)

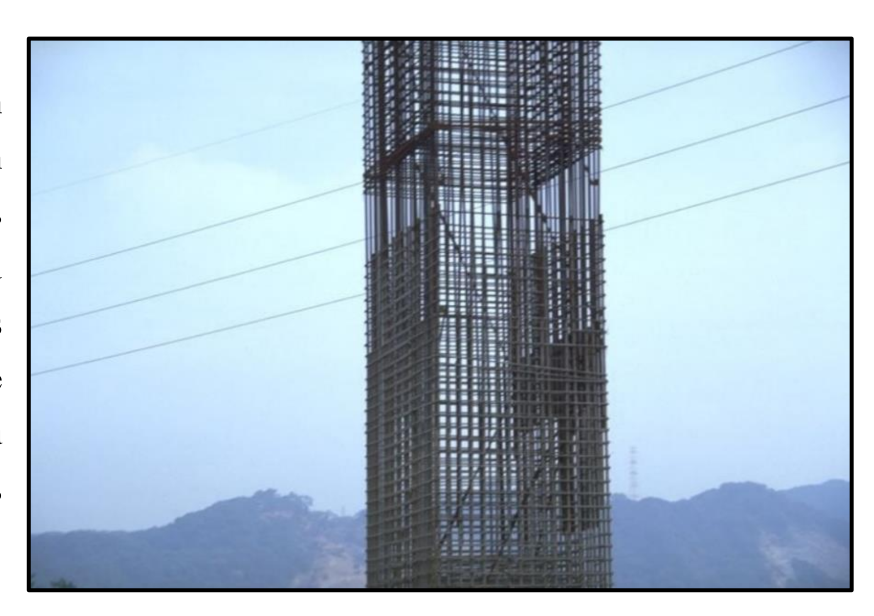


Figure 45: Confinement par des armatures (Taiwan)



Figure 46: Non confinement du béton (Imperial Valley 1979)

3.3.3 Spécifications concernant les matériaux :

- **Le béton :**

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 22 Mpa et au plus égale à 45 Mpa (pour les éléments secondaires aucune disposition particulière n'est retenue).

Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celles fixées par le BAEL.

- **L'acier des armatures :**

Pour les éléments principaux, les armatures pour béton armé doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 MPa. L'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être supérieur ou égal à 5%.

- **L'acier de construction :**

- Réglementairement défini par des nuances (rigidité et résistance)
- Très bon comportement sous séisme dû à ses qualités :
  - Très bonne résistance en traction et en compression ;
  - Bonne résistance au cisaillement ;
  - Rapport résistance/masse volumique élevé ;

- Résilience élevée (absorption d'énergie cinétique, bon comportement sous sollicitations alternées) ;
- Ductilité élevée (sauf aciers spéciaux à éviter)

Ces qualités doivent être conservées par :

- Le choix et la mise en œuvre des éléments et de leurs assemblages ;
- Le choix de la structure ;
- La prévention de la corrosion.

3.3.4 Formes des éléments de la structure :

➢ La conception ductile d'une structure en béton armé doit éviter :

- La création de pièces courtes sollicitées principalement au cisaillement ;
- Les charges axiales élevées sur les pièces fléchies (augmenter les sections) ;
- En général éviter les concentrations de contraintes (changements brutaux de sections ; mauvaise répartition des raideurs…)

➢ Les dommages pos-sismiques des éléments métalliques :

- Même non conçues pour être parasismiques, les structures d'acier réalisées dans le respect des règles de l'art arrivent peu à l'effondrement.
- Les dommages observés sont les suivants :
  - Plastification des barres : flambement, cloquage, déversement ;
  - Ruptures fragiles notamment des assemblages, des tirants en croix, déchirement des goussets, éclatement des soudures, ancrages insuffisants dans les fondations.

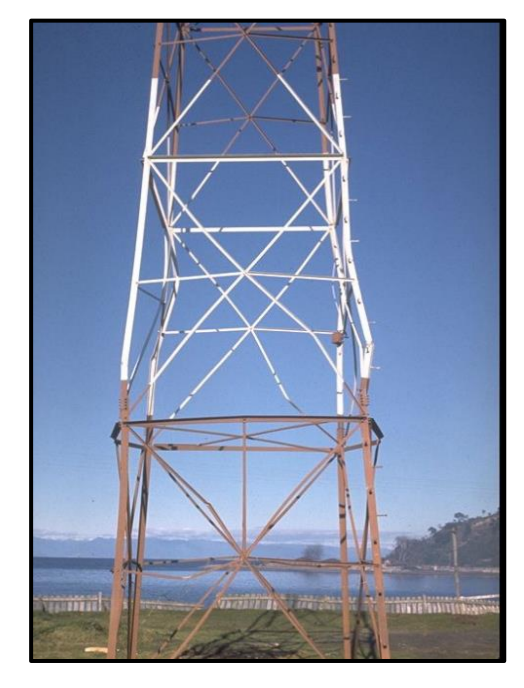


Figure 47 : Flambement des structures légères (exemple donné pour un pylône

- Les contreventements par croix de Saint-André:

  Dans ce système il est admis de considérer que seules les barres de contreventement en traction, pour un sens donné de l'action sismique horizontale, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de la structure.

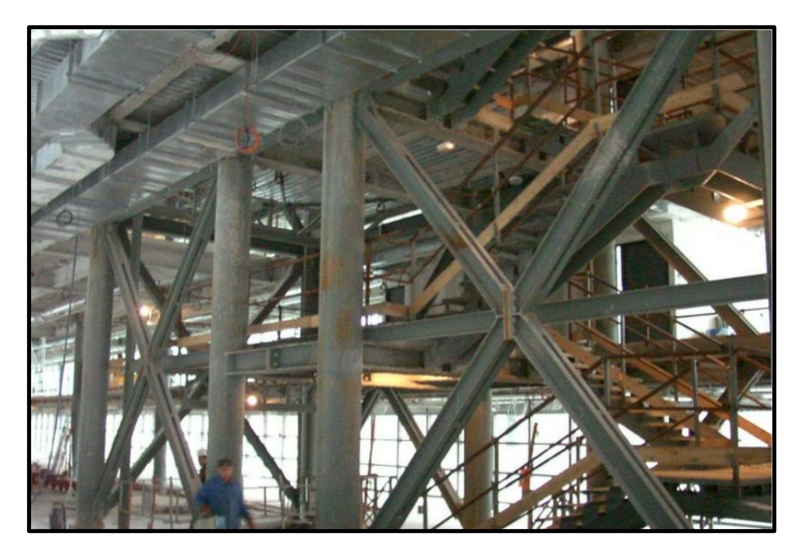


Figure 48 Système de contreventement en croix de Saint-André

3.3.5 Dispositions constructives des éléments en béton armé :

- Comportement d'ensemble :
  - Leur flexibilité latérale peut amener des déformations importantes sous séisme en cas de structures élancées. Dans ce cas, on sera amené à raidir par systèmes mixtes portiques et voiles ;
  - Il est recommandable de rechercher un degré d'hyperstaticité élevé et un dimensionnement en capacité favorisant de préférence la formation des rotules plastiques par flexion dans les poutres (pas de portées trop courtes).

- Armatures, considérations générales :
  - Armatures longitudinales : nécessaires à la résistance aux efforts normaux ou de flexion ;
  - Armatures transversales : nécessaires à la résistance aux efforts tranchants et au confinement du béton
  - Adhérence acier – béton : vulnérable aux renversements d'efforts. La perte d'adhérence, irréversible, est particulièrement sensible dans les nœuds et zones d'assemblage. Les conditions d'ancrage et de recouvrement doivent être étudiées et réalisées avec soin.

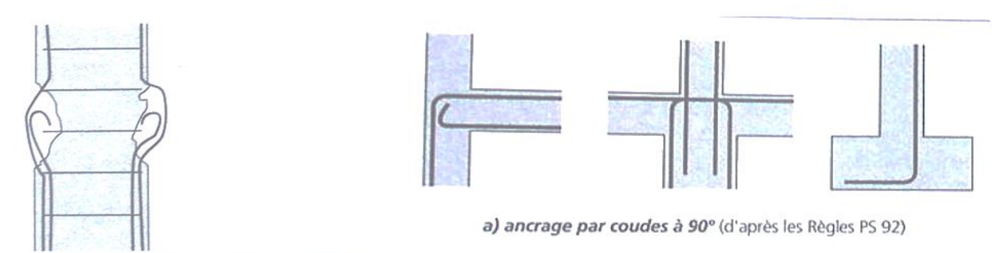
- Armatures longitudinales :

  Selon le PS-92 - §11.31 :

  - Continuité des armatures longitudinales par recouvrement établi sans qu'il entraîne la fragilisation de l'armature.
  - Coudes et crochets interdits dans toutes les pièces comprimées ou parties comprimées des pièces fléchies (coude à 90°autorisé pour certaines nécessités : liaison avec semelle, ancrages d'extrémités dans la partie confinée en évitant la poussée au vide…).
  - Pour un niveau de Ductilité ND1 :
    - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence avec un diamètre minimal de 10 mm ;
    - Les pourcentages géométriques minimal et maximal des armatures sont les suivants :
      - r 0 minimal = $\frac{1.4}{f_e}$ (en MPa) (7.6)
      - r 0 maximal = 0.025

Crochets interdits

Coudes à 90° tolérés



Ossature en béton armé : dommages dus à la présence de crochets.

Figure 49: dispositions des crochets



Figure 50 : Exemple d'un poteau avec crochet

- Armatures transversales :

Selon PS-92 - §11.32 :

- Continuité des cadres, cerces, épingles assurées par coudes d'angle au centre à 135° ;
- Zones critiques : retour rectiligne du cadre vers le centre d'au moins 10 diamètres ;
- Chaque barre longitudinale comprimée doit être maintenue par des barres transversales s'opposant à son flambement ;
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm maximum du nu de l'appui ou de l'encastrement ;

Caractéristiques des armatures transversales selon le RPS2011 :

- Le diamètre minimal est = 6 mm ;
- Les premières armatures doivent être placées à 5 cm au plus de la face du poteau ;
- Pour les structures de ductilité ND1 et ND2, l'espacement ne doit pas excéder le minimum des grandeurs suivantes :

$$s = \text{Min}\ (8\ \Phi_L;\ 24\ \Phi_T;\ 0.25\ h;\ 20\ \text{cm})\ (7.7);$$

Φ_L : diamètre des barres longitudinales ;

Φ_T : diamètre des barres transversales.

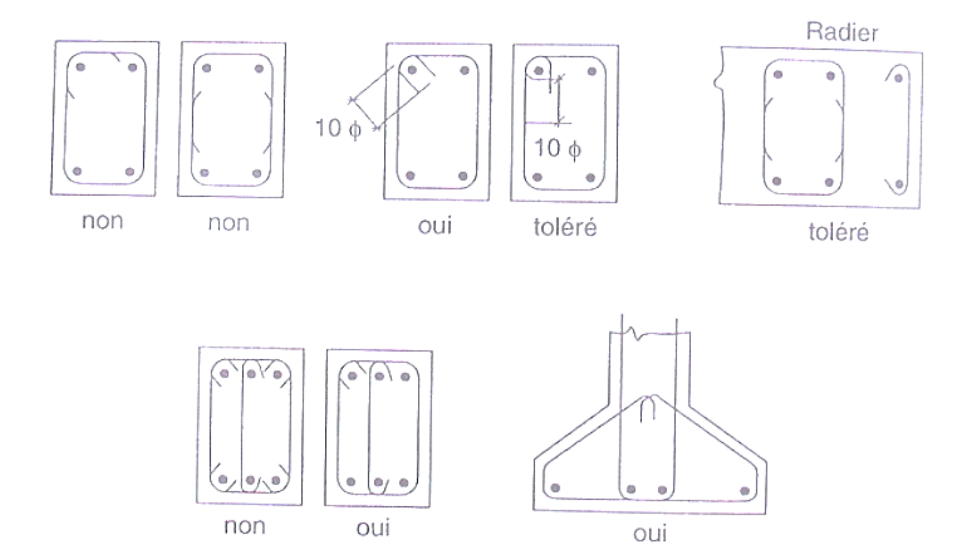


Figure 51: dispositions types du ferraillage

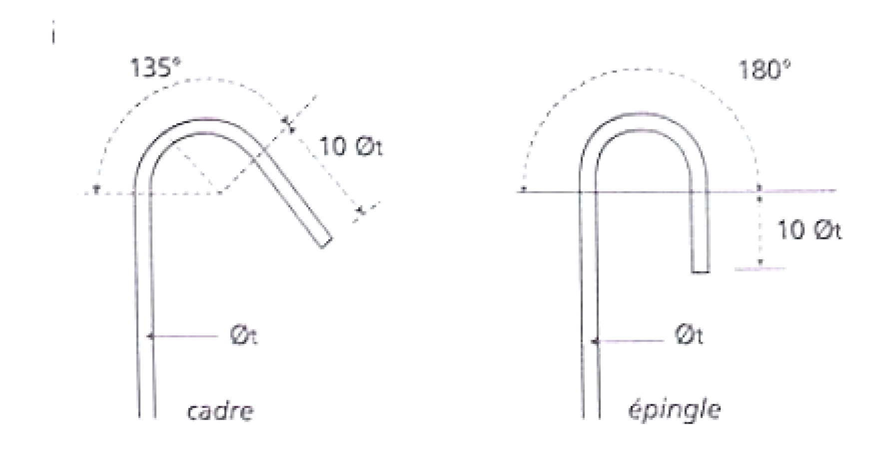


Figure 52:Armatures transversales : conditions de continuité

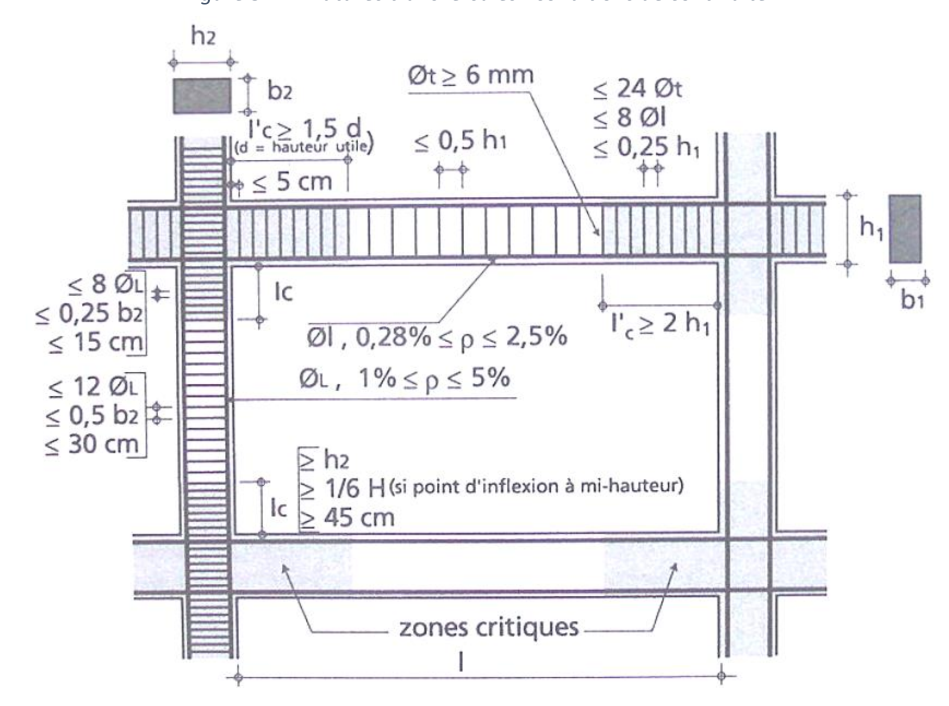


Figure 53: Prescriptions concernant les armatures de construction

- Dimensions minimales des éléments porteurs :

Selon PS-92 - §11.331 :

- b et h > 25 cm
- S > 625 cm2
- Âme des poutres > 15 c (c : l'enrobage)

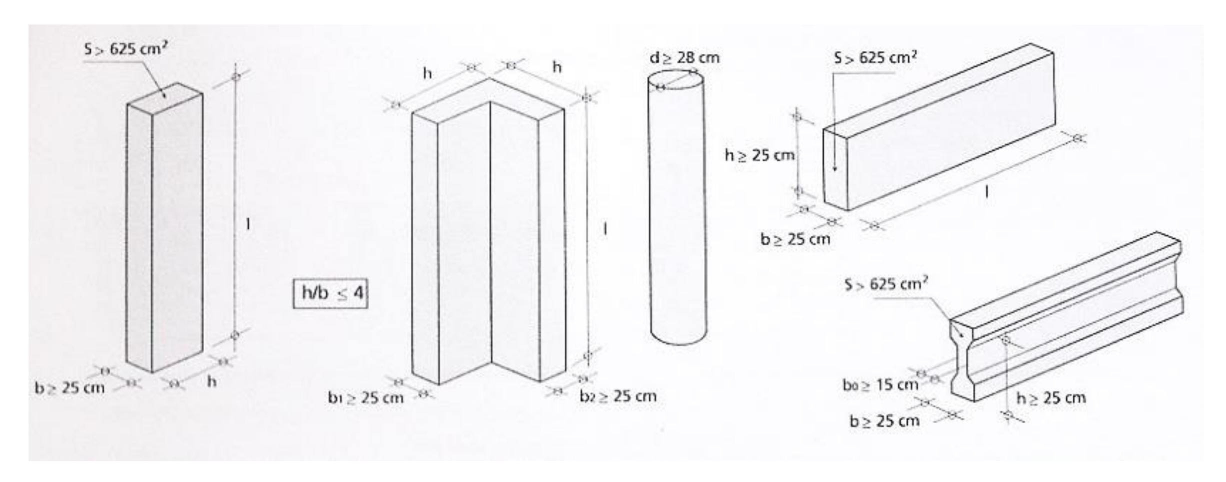


Figure 54 Dimensions minimales des éléments en BA

Selon le RPS :

- Pour les éléments unidirectionnels non comprimés :

  Les dimensions de la section transversale de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes :

  - $\frac{b}{h} \geq 0.25$
  - $b \geq 200$ mm
  - $b \leq b_c + \frac{h_c}{2}$

  b_C: la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

  h_C : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre

  La distance entre les axes de la poutre et du poteau support ne doit pas dépasser 0.25 fois la largeur du poteau.

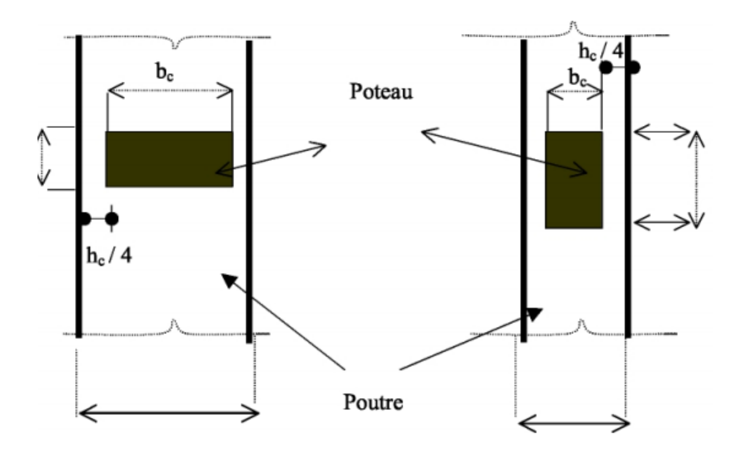


Figure 55: Position poteau poutre/ Excentricités des axes poteaux-poutres

- Pour les éléments linéaires Fléchis et comprimés :

Les dimensions de la section transversale du poteau, hC et bC étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b_c \geq 25$ cm (ductilité ND1 et ND2)
- $\frac{H}{b_c} \leq 16$

H : la hauteur de l'étage

➢ Zones critiques :

- Pour la poutre, les zones critiques sont les extrémités non libres de la poutre sur une longueur lc égale à 2 fois la hauteur h de la poutre :

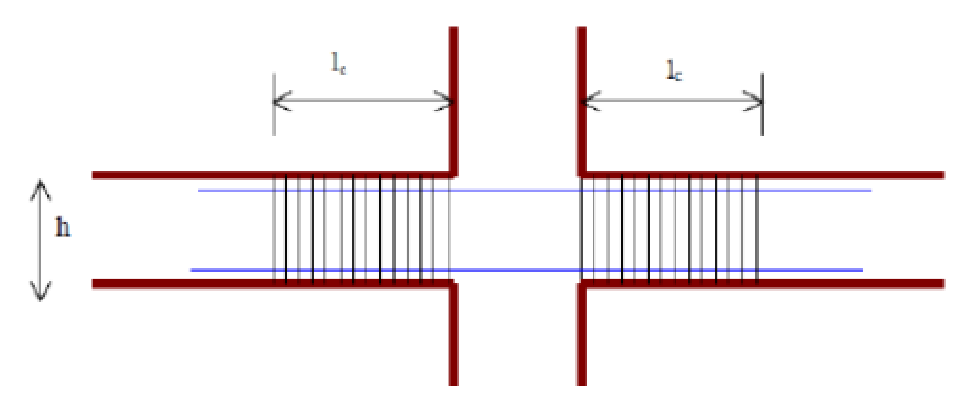


Figure 56: zone critique d'une poutre

- Pour le poteau, Sont considérées comme zones critiques :
  - Les extrémités du poteau (Figure ci-dessous) sur une longueur l_c égale à la plus grande des longueurs suivantes :
    - la plus grande dimension de la section du poteau h_c ;
    - $\frac{1}{6}$ de la hauteur nette du poteau h_e ;
    - 45 cm.

    $l_c = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}, h_c, 45 \text{ cm}\right)$

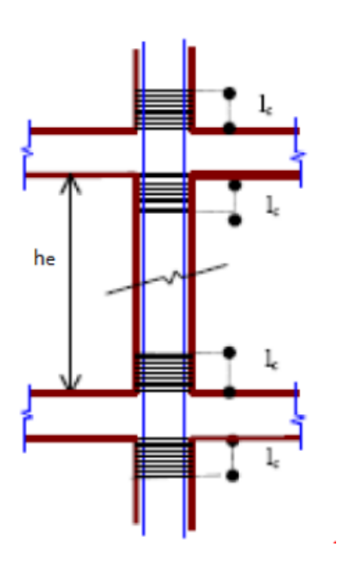


Figure 57 : zone critique d'un poteau



- Dans le cas où un poteau est adjacent de part et d'autre à un mur de remplissage incomplet (Figure ci-dessous), la longueur minimale de la zone critique est égale à :

l_c =Max (x; $\frac{h_e}{6}$; b_c ; 45 cm) (7.11)

Avec: x = (he -h_r) + b_c

b_c étant la dimension du poteau parallèle au mur.

H_r hauteur du remplissage

L'espacement des armatures transversales :

En zone courante : s= min (12φ_L ; 0.5 b_c ; 30 cm)

En zone critique : s= min (8φ_L ; 0.25 b_c ; 15 cm)

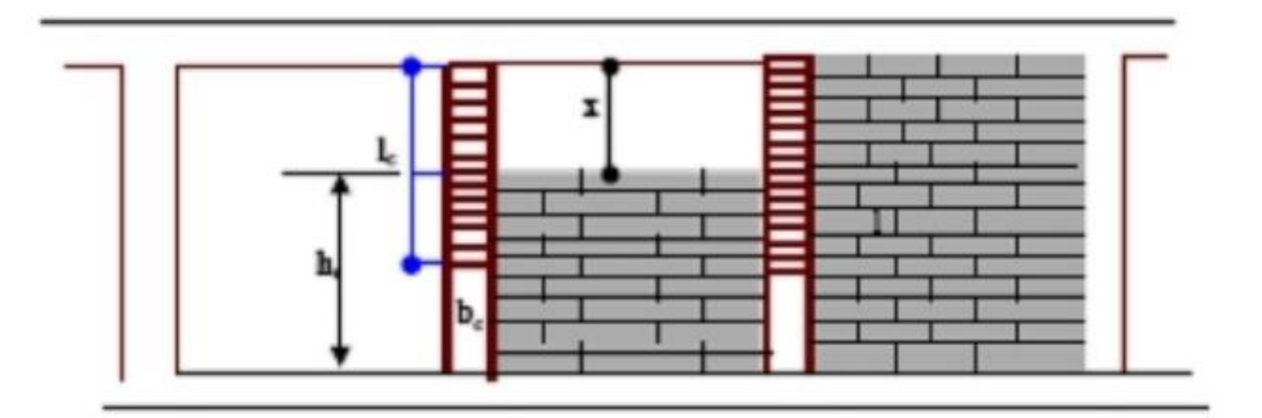


Figure 58 : zone critique poteau-remplissage

- Pour le voile, Sont considérées comme zones critiques dans sa direction verticale les régions s'étendant de la base du mur sur une longueur l_c définie comme suit :

$$l_C = \max\left(\frac{H}{6}, L\right)$$

Avec : H et L représentant respectivement la hauteur et la largeur du bâtiment

3.3.6 Dispositions constructives des éléments métalliques :

Les éléments structuraux métalliques doivent préalablement être dimensionnés conformément au règlement et aux normes en vigueur, compte tenu des dispositions suivantes :

- Les structures métalliques dans la zone 3 sont à concevoir de manière que certains éléments structuraux aient un comportement dissipatif par l'utilisation de dispositif spécifique ou l'augmentation de l'hyperstaticité.
- Eviter l'instabilité locale des éléments comprimés siège de rotules plastiques en respectant les dimensions nominales des sections de ces éléments.
- Les structures en cadres nœuds rigides, doivent être dimensionnées de telle sorte que les rotules plastiques se produisent dans les poutres au voisinage des nœuds.
- Les poteaux doivent être vérifiés vis à vis de l'effort tranchant pour s'assurer de la capacité de résistance des rotules qui pourraient se former aux extrémités des poteaux.
- Les poutres doivent résister au déversement par les dimensions de leurs sections ou par entretoises.

IV- Prédimensionnement des éléments porteurs :

4-1- Les poutres :

Nous avons conçu pour les poutres un prédimensionnement commun égal à $\frac{L}{10}$ avec L la longueur des poutres pour simplifier le calcul.

4-2- Les poteaux :

Pour cela, nous utilisons deux méthodes :

- la formule du BAEL qui tient compte de la longueur de flambement.
- Une méthode rapide pour s'assurer que la contrainte de compression dans le béton ne sera pas dépassée.

❖ Première méthode :

Longueur de flambement : Etant donné que les poteaux sont assemblés à des poutres moins rigides, alors leur longueur de flambement correspond à leur longueur libre : $\mathbf{l_f = l_0}$

Détermination de la valeur de λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Où : I = moment d'inertie de la section transversale de béton seul dans le plan de flambement (I_{min})

B = aire de la section transversale de béton

Afin de minimiser les sections de prédimensionnement des poteaux (circulaires ou rectangulaires). Et en vérifiant l'une des conditions d'un poteau soumis à une « compression simple » de l'Article B.8.4 du BAEL 91, nous avons choisi la valeur maximale de λ :

=> $\boldsymbol{\lambda = 70}$

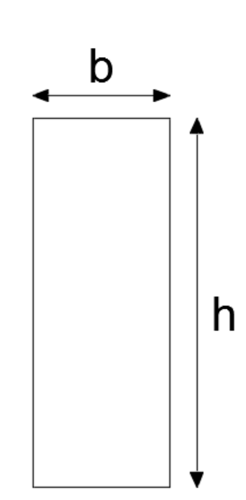
- Pour les poteaux circulaires :

Nous avons : $I = \frac{\pi D^4}{64}$ et $B = \frac{\pi D^2}{4}$ => $i = \frac{D}{4}$

Donc $\lambda = \frac{4\, l_0}{D}$

Donc le diamètre adopté pour le poteau doit être au moins égale à $D_{min} = \frac{4\, l_0}{70}$

- Pour les poteaux rectangulaires :



Nous avons : $I = \frac{hb^3}{12}$ et $B = bh$ (avec $b \leq h$) => $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$

Donc

$\lambda = \frac{\sqrt{12}\, l_0}{b}$ => $b_{min} = \frac{\sqrt{12}\, l_0}{70}$

Remarque : le choix du type de sections (circulaires, rectangulaires ou elliptiques) dépend exclusivement des exigences de l'architecte.

Puisque nous avons opté pour un contreventement mixte (Voiles + Portiques), donc nous avons augmenté les dimensions des poteaux et des voiles pour réduire le déplacement de la structure.

❖ Deuxième méthode :

L'effort ultime Nu supporté par le poteau doit vérifier : $\frac{N_u}{S} < \sigma_b$

Avec : **S : la section du poteau**

$\sigma_b = 0.6\, f_{c28}$ **, la contrainte de compression admissible du béton à 28 jours**

Sachant que la modélisation a été effectuée en fixant au début des sections minimales pour les poteaux :

- Une section de 25cm*25 cm pour les poteaux rectangulaires ;
- Un diamètre de 30 cm pour les poteaux circulaires.

Le calcul de Nu sera déduit du logiciel robot structural analysis sans tenir compte du poids Propre.

En effet, Il faut commencer par extraire l'effort normal appliqué sur les poteaux du 4ème étage $Nu_{4ème\ étage}$, choisir une section pour ces derniers et ajouter leur poids propre sur le Nu du 3ème étage (extrait sans le poids propre des poteaux du 4ème étage). En général,

Nu_{n-1}=Nu_{n} (sans considérer le poids propre du niveau n) + 1.35*PP (poids propre des poteaux de n)

Avec :

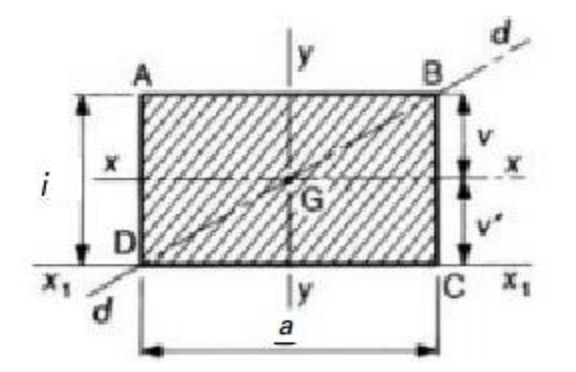
- $PP = \rho * a * b$ pour les poteaux rectangulaires
- $PP = \rho * \Pi * \frac{D^2}{4}$ pour les poteaux circulaires

Où **ρ**=30 KN/m^2 le poids surfacique du béton

➢ **Modélisation des poteaux elliptiques et semi-elliptiques :**

L'architecte a spécifié des sections elliptiques et semi-elliptiques pour les poteaux. Puisque le logiciel ne dote pas de ce type de sections, nous avons pensé à effectuer une équivalence d'inertie entre les sections elliptiques, semi-elliptique et la section rectangulaire :

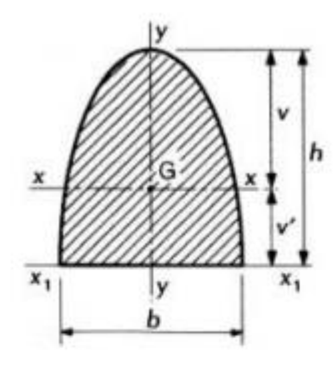
- Equivalence entre la section rectangulaire et la section semi-elliptique :



Les moments d'inertie pour la section rectangulaire sont :

$$I_{Gx} = \frac{ia^3}{12}$$

$$I_{Gy} = \frac{ai^3}{12}$$



Demi-ellipse

Les moments d'inertie pour la section demi-elliptique sont :

$$I_{Gx1} = \frac{\Pi b h^3}{16}$$

$$I_x = \left(\frac{\Pi}{16} - \frac{4}{9\Pi}\right) b h^3$$

$$I_y = \frac{\Pi}{64} h b^3$$

Nous égalisons entre les moments d'inertie et on obtient :

$$\begin{cases} \frac{ia^3}{12} = \left(\frac{\Pi}{16} - \frac{4}{9\Pi}\right) b h^3 \\ \frac{\Pi}{64} \mathrm{h\,b^3} = \frac{\mathrm{ai^3}}{12} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{ia^3}{12} = 0.055\, b h^3 \\ \frac{\Pi}{64} \mathrm{h\,b^3} = \frac{\mathrm{ai^3}}{12} \end{cases}$$

$$\rightarrow 1.12 \frac{h^2}{b^2} = \frac{a^2}{12}$$

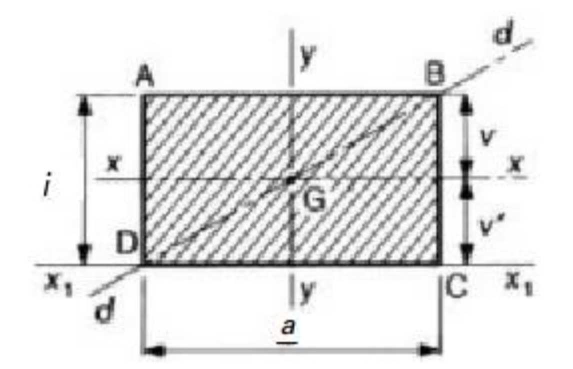
$$\rightarrow h = 0.94 \frac{a}{i}\, b$$

Or : $$\frac{\Pi}{64} h\, b^3 = \frac{ai^3}{12}$$

Nous avons remplacé h par l'expression ci-dessus nous avons obtenu ainsi après calcul :

$$\boldsymbol{b = 1.8^{\frac{1}{4}}\, i} \quad \text{Et} \quad \boldsymbol{h = 1.09\, a}$$

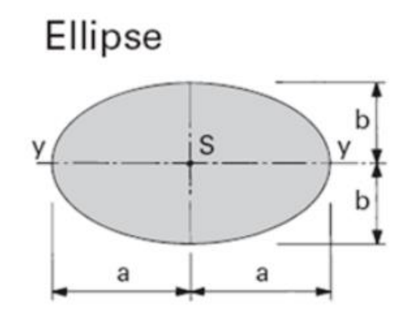
- Equivalence entre la section rectangulaire et la section elliptique :



Les moments d'inertie pour la section rectangulaire sont :

$$I_{Gx} = \frac{ia^3}{12}$$

$$I_{Gy} = \frac{ai^3}{12}$$



Les moments d'inertie pour la section rectangulaire sont :

$$I_{Gx} = \frac{\Pi\ b\ a^3}{4}$$

$$I_{Gy} = \frac{\Pi ab^3}{4}$$

Comme a été développé auparavant, tout calcul fait donne :

$$b = \left(\frac{1}{3\Pi}\right)^{\frac{1}{4}} i \qquad \& \qquad a = \left(\frac{1}{3\Pi}\right)^{\frac{1}{4}} h$$

Ainsi, après avoir déterminé les dimensions finales des poteaux rectangulaires, nous les convertissons à des sections elliptiques par le biais des relations trouvées ci-dessus.

4-3- Les voiles :

Selon le RPS 2011(7.3.1.3.4 p : 49), l'épaisseur minimale du voile est fonction de la hauteur nette h_e de l'étage et des conditions de rigidité des extrémités.

- e_{min}= min (15 cm, h_e/20) pour un voile non rigidifié à ses deux extrémités.
- e_{min}= min (15 cm, h_e/22) pour un voile rigidifié à une extrémité
- e_{min} = min (15 cm, h_e/25 pour un voile rigidifié à ses deux extrémités

On considère le cas le plus défavorable dans notre situation c.-à-d. le premier cas.

Ainsi : e_{min}= min (15 cm, h_e/20)

e_{min}= min (15 cm, 4.2/20)

La plus grande hauteur est 4.2 m, celle du sous-sol 2. Ainsi, $\frac{h_e}{20} = 21\ cm$

➔ Nous avons opté pour des voiles de 25 cm d'épaisseur

V- Modélisation et vérification de la stabilité du bloc 3:

5-1- Modélisation du bloc sur Robot Structural Analysis (RSA) :

Comme a été mentionné dans la partie 3-1, la méthode de calcul de notre bâtiment exige l'approche dynamique. Par conséquent, il a été indispensable de le modéliser sur le logiciel RSA en respectant les pré-dimensions obtenues auparavant. Ci-dessous, quelque vus de la structure modélisée :

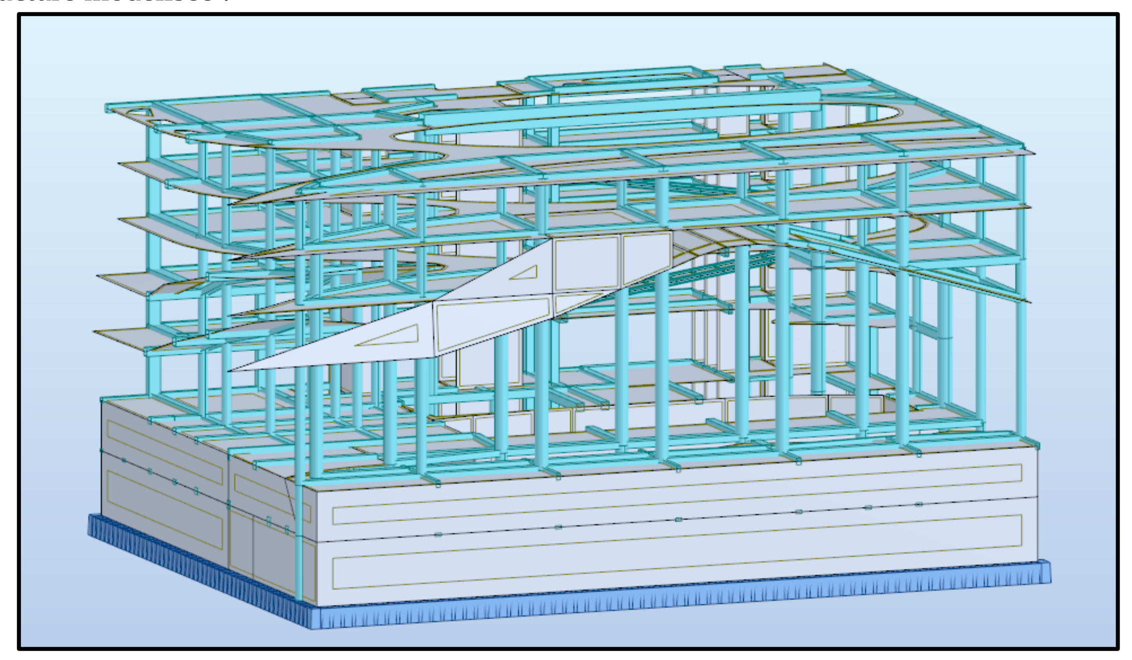


Figure 59 Vue de face du bloc 3 du nouveau siège ADDOHA sur RSA

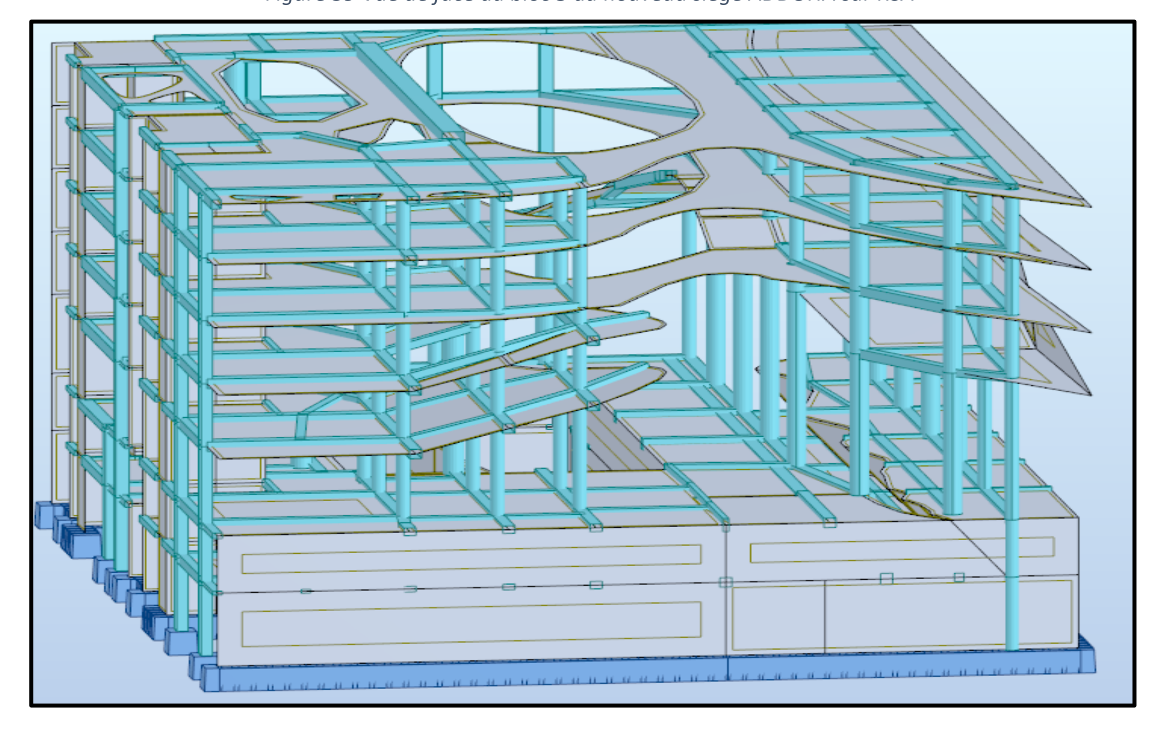


Figure 60 Vue de gauche du bloc 3 du nouveau siège ADDOHA sur RSA

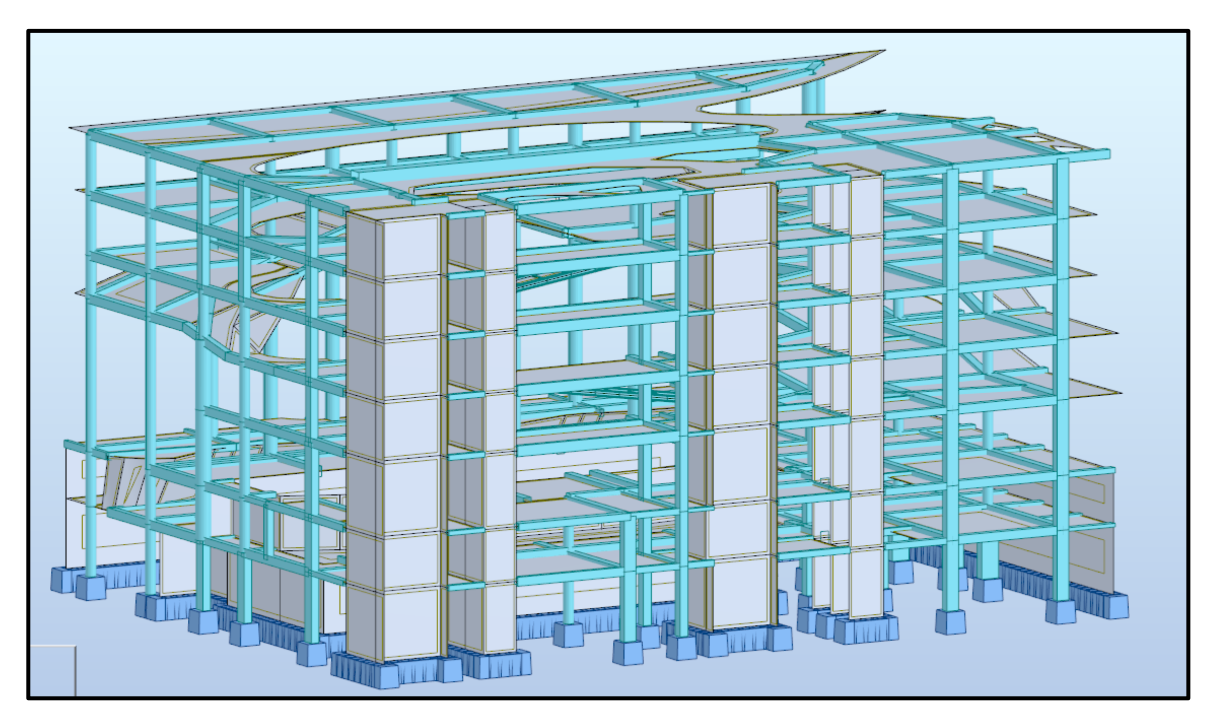


Figure 61 Vue en arrière du bloc 3 du nouveau siège ADDOHA sur RSA

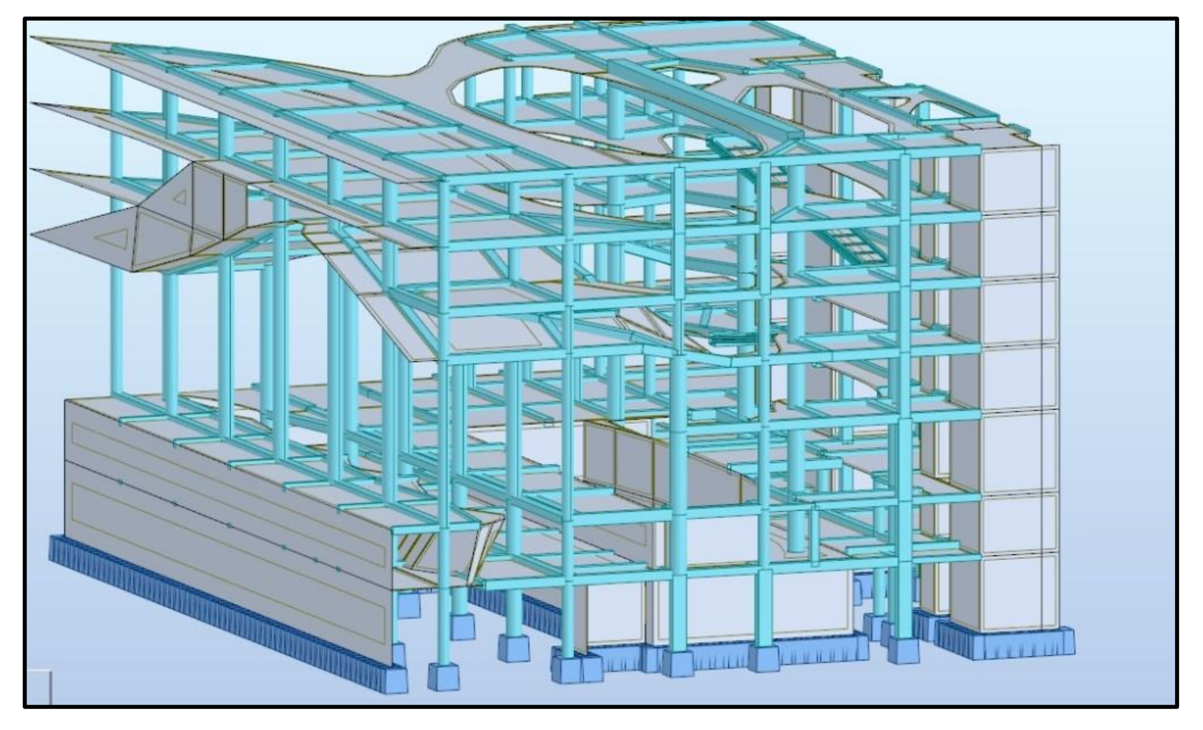


Figure 62 Vue de droite du bloc 3 du nouveau siège ADDOHA sur RSA

Remarque :

Même si nous n'allons pas élaborer une étude complète de l'ensemble de ce projet, il est indispensable de modéliser la structure avec tous ces détails architecturaux afin d'évaluer correctement la réponse du bâtiment surtout vis-à-vis de l'effort sismique. En plus, le traitement de chaque élément à part devra prendre en compte le comportement du bâtiment tout entier.

5-2- Vérification du déplacement total du bloc :

Les résultats du déplacement total du bâtiment démontrent l'instabilité de la structure conformément aux règles du RPS. :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	7.7	9.2	1.7	0.064	0.043	0.003
Noeud	7440	7440	5030	5144	25792	24300
Cas	7 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C)	13 (C)	17 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-5.2	-11.0	-63.8	-0.036	-0.043	-0.002
Noeud	7440	7440	5029	3084	25801	14897
Cas	23 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	22 (C) (CQC)
Mode						

Figure 63 Déplacement total du bloc 3 modélisé avec les éléments pré-dimensionnés

5-3- Modification des dimensions des éléments porteurs :

Pour diminuer le déplacement total du bâtiment, nous avons dû modifier les dimensions des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles). Les plans de coffrage en annexe fournissent les nouvelles dimensions et voici les nouveaux déplacements extraits du logiciel.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3.8	4.5	1.0	0.024	0.040	0.002
Noeud	6764	6764	419	25680	25615	557
Cas	7 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C)	13 (C)	17 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-3.3	-3.7	-13.8	-0.008	-0.040	-0.002
Noeud	6764	6764	25620	1709	25624	1709
Cas	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)
Mode						

Figure 64:Déplacement total du bloc 3 rectifié

Commentaire :

- Le déplacement maximal UY = 4.5 cm < 9.82 cm
- UY< 5 cm (moitié de la largeur du joint).

➔ Condition vérifiée

5-4- Justification de l'utilisation des poteaux mixtes au niveau de la façade :

La non régularité de la structure en plan, due à la concentration des noyaux voire les voiles, les cages d'ascenseurs et les escaliers dans la partie arrière du bloc, a engendré des excentricités structurales entre le centre de gravité et le centre de torsion comme a été démontré auparavant. Ainsi, la partie de la façade, qui n'est formée que de poteaux, s'avère moins rigide que celle d'arrière. Cela a engendré des dimensions très grandes pour les poteaux de la façade considérés en Béton armé. (> 80 cm)
L'exigence architecturale interdit le dépassement d'un diamètre de 80 cm pour ces poteaux.

Par conséquent, pour remédier d'une part au problème de la rigidité, et pour répondre d'autre part à l'exigence architecturale, nous avons opté pour des poteaux mixtes s'étalant du RDC au 4ème étage. Pour les 2 sous-sols, représentant une rigidité élevée par rapport aux étages, nous allons laisser les poteaux de la façade en béton armé.

5-5- Vérification du déplacement et de la masse participante:

➢ Déplacement latéral total du bâtiment

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3.9	4.6	1.0	0.024	0.040	0.002
Noeud	6769	6769	410	25697	25632	529
Cas	7 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C)	13 (C)	17 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-3.4	-3.7	-13.8	-0.008	-0.040	-0.002
Noeud	6769	6769	25637	1701	25641	1701
Cas	22 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)
Mode						

Figure 65 : Le déplacement total de la conception finale de la structure avec les poteaux mixtes à la façade

- Le déplacement maximal UY = 4.6 cm < 9.82 cm (0.004*H ; H=24.55m).
- La condition des joints séparatifs est également vérifiée. (4.6< 5cm)

➢ Vérification de la masse participante

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 41	24.15	0.04	80.57	91.63	0.0	0.77	1.47	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 42	24.59	0.04	80.61	92.04	0.0	0.04	0.41	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 43	24.96	0.04	80.76	92.10	0.0	0.14	0.06	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 44	25.70	0.04	80.88	92.10	0.0	0.12	0.00	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 45	25.80	0.04	80.88	92.61	0.0	0.00	0.51	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 46	26.05	0.04	81.19	92.64	0.0	0.31	0.03	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 47	26.53	0.04	81.21	92.75	0.0	0.02	0.10	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 48	26.74	0.04	81.30	93.11	0.0	0.09	0.36	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 49	27.42	0.04	81.34	93.63	0.0	0.04	0.52	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 50	27.68	0.04	81.44	94.12	0.0	0.10	0.50	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 51	28.19	0.04	81.46	95.08	0.0	0.01	0.96	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 52	28.34	0.04	81.49	95.30	0.0	0.04	0.22	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 53	28.51	0.04	81.62	95.52	0.0	0.13	0.22	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 54	28.84	0.03	81.71	95.55	0.0	0.08	0.03	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 55	29.65	0.03	82.07	95.56	0.0	0.36	0.01	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 56	29.90	0.03	82.12	95.62	0.0	0.05	0.07	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 57	30.15	0.03	82.13	95.66	0.0	0.01	0.03	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 58	30.46	0.03	82.13	95.66	0.0	0.00	0.00	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 59	30.98	0.03	82.15	95.66	0.0	0.02	0.00	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 60	31.01	0.03	82.33	95.67	0.0	0.18	0.01	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 61	31.16	0.03	82.60	95.67	0.0	0.27	0.00	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 62	31.54	0.03	84.20	95.68	0.0	1.60	0.00	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 63	31.60	0.03	85.82	95.69	0.0	1.62	0.01	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 64	32.36	0.03	86.96	95.70	0.0	1.15	0.01	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 65	32.53	0.03	87.28	95.73	0.0	0.32	0.04	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 66	32.91	0.03	87.28	95.74	0.0	0.00	0.00	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0
4/ 67	33.20	0.03	87.76	95.77	0.0	0.47	0.03	0.0	9187227.12	9187227.12	0.0

Figure 66: Vérification de la masse participante du bloc 3 conçu avec les poteaux mixtes

➔ Condition vérifiée avec prise en compte du mode résiduel

Chapitre 4 :

Conception et dimensionnement de l'AUDITORIUM

I- Conception de l'auditorium :

L'Auditorium est destiné à constituer la salle de conférence du siège ADDOHA. Il est situé à l'extrémité gauche du bloc 3. Le bâtiment est le résultat d'un mécanisme de composition particulière. Il constitue un bel exemple de l'architecture moderne. En effet, l'architecte a exigé une structure courbée en 3D comme les montrent les figures ci-dessous :

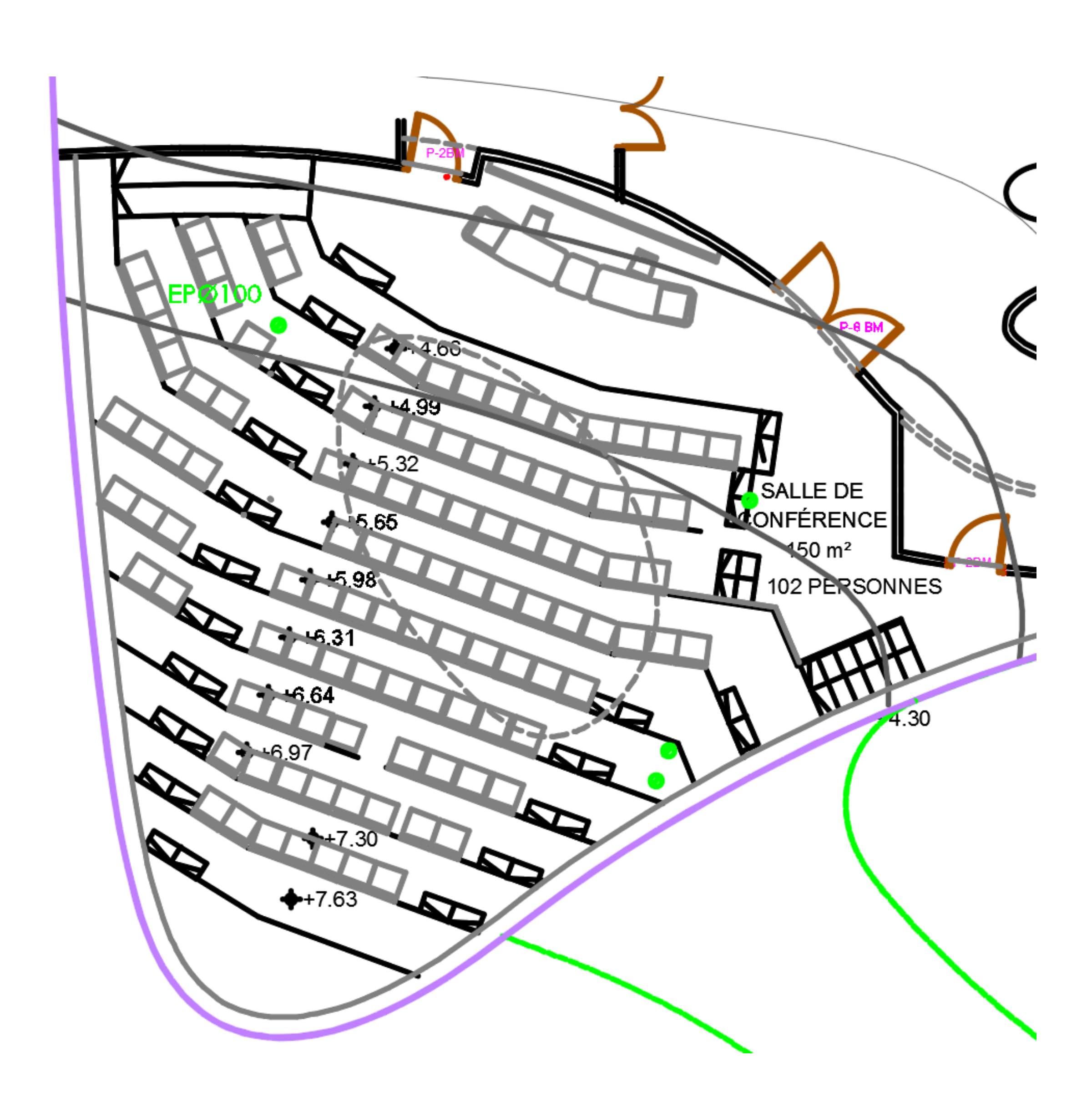


Figure 67: Vue en plan de l'auditorium

Figure 69: Vue Gauche de l'auditorium et sa couverture sur le logiciel SKETCHUP

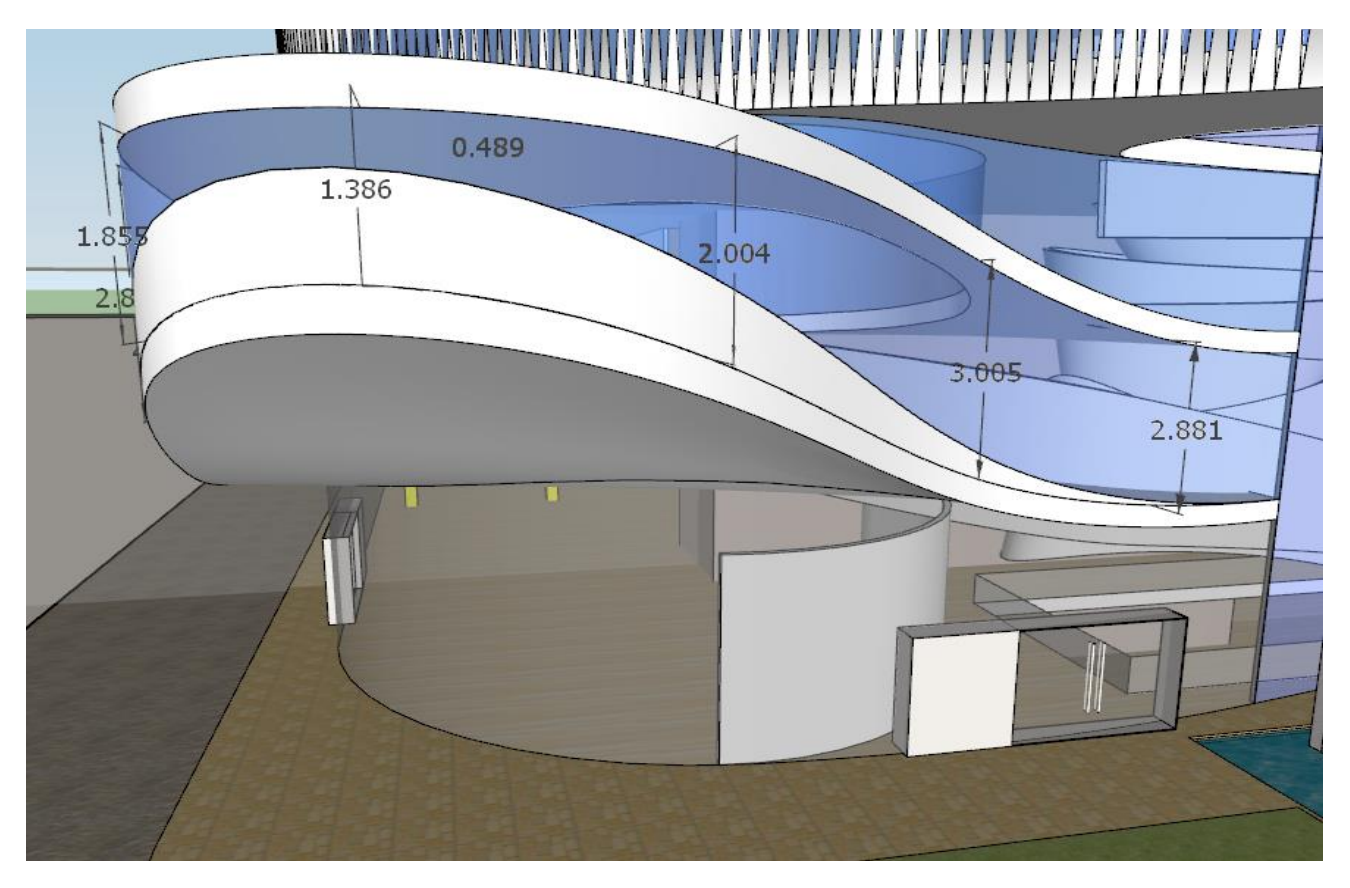


Figure 68: Vue de face de l'auditorium sur le logiciel SKETCHUP

L'auditorium donne un aspect de casquette lisse. Ainsi, il faut opter pour un matériau esthétique facilitant l'exécution de cette forme.

En comparant entre une ossature métallique et un plancher en BA, nous remarquons que la première présente des défauts architecturaux. En effet, les profilés métalliques sont susceptibles d'apparaitre en dessous de l'auditorium et il sera onéreux de les camoufler. S'ajoute à cela le cintrage des profilés à prévoir et qui demande, à son tour, des critères spéciaux à respecter.

Par conséquent, pour éviter toutes ces exigences, nous avons opté pour un plancher en BA dont l'exécution est plus facile et plus faisable sur chantier puisque le béton armé est un matériau maniable et esthétique.

II- Dimensionnement des éléments porteurs de l'auditorium :

Pour tenir compte de la résistance au feu, nous avons paramétré sur le logiciel RSA la tenue de l'incendie estimée à 1 heure aux sous-sols et à une demi-heure aux autres étages.

2-1- Les poutres :

Pour ce faire, nous allons déterminer les surfaces d'influence de la dalle sur les poutres et en déduire, par un calcul manuel, les charges qui y sont transmises. L'objectif étant de connaitre la répartition et le cheminement des charges sur les différentes poutres de l'auditorium.

Remarque *:* Les charges sont dirigées dans le sens gravitaire. Cependant, certaines poutres présentent des inclinaisons. Ainsi, nous aurons affaire à deux composantes de la charge comme suit :

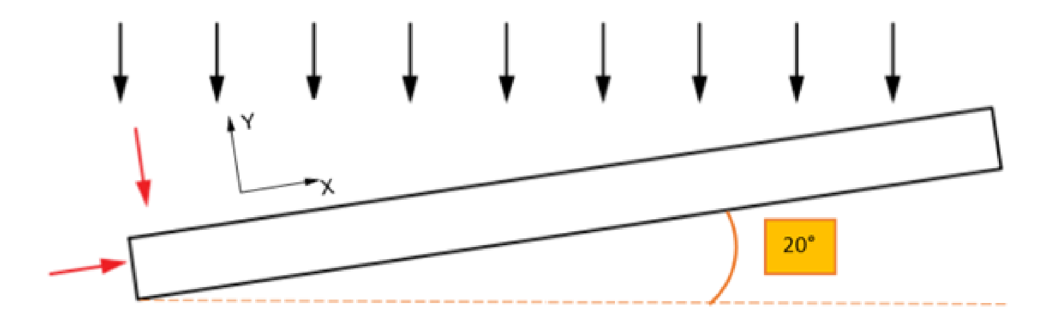


Figure 70: Chargement de la Poutre inclinée de l'auditorium

- ✓ La poutre sera donc soumise à une **flexion composée**

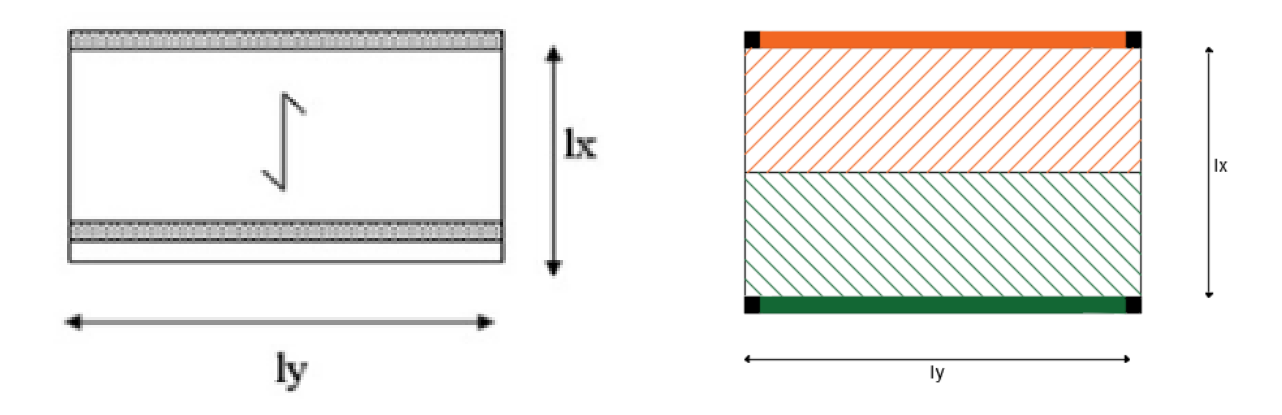
Pour le dimensionnement, nous avons recouru au module ***« conception des armatures en béton armé »*** du logiciel RSA pour se focaliser sur les éléments poutres après avoir calculé les charges linéaires permanentes et d'exploitation à appliquer sur chaque poutre.

Les surfaces d'influence des dalles de cet auditorium et propres à chaque poutre, sont selon les cas suivants :

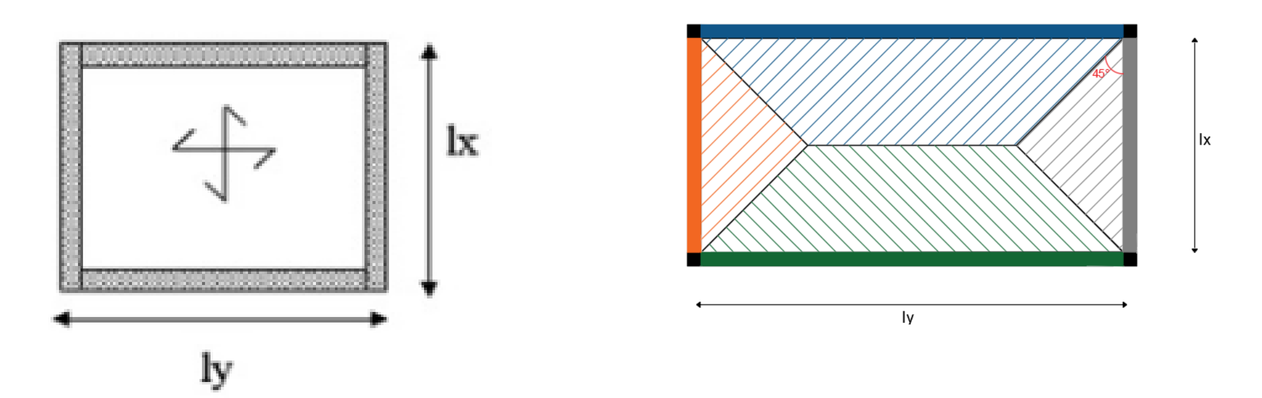
Soit $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$:

- **Dalle sur 4 appuis** $(l_x < l_y)$ **:**

- $\alpha < 0.4$: Dalle portant dans un seul sens :



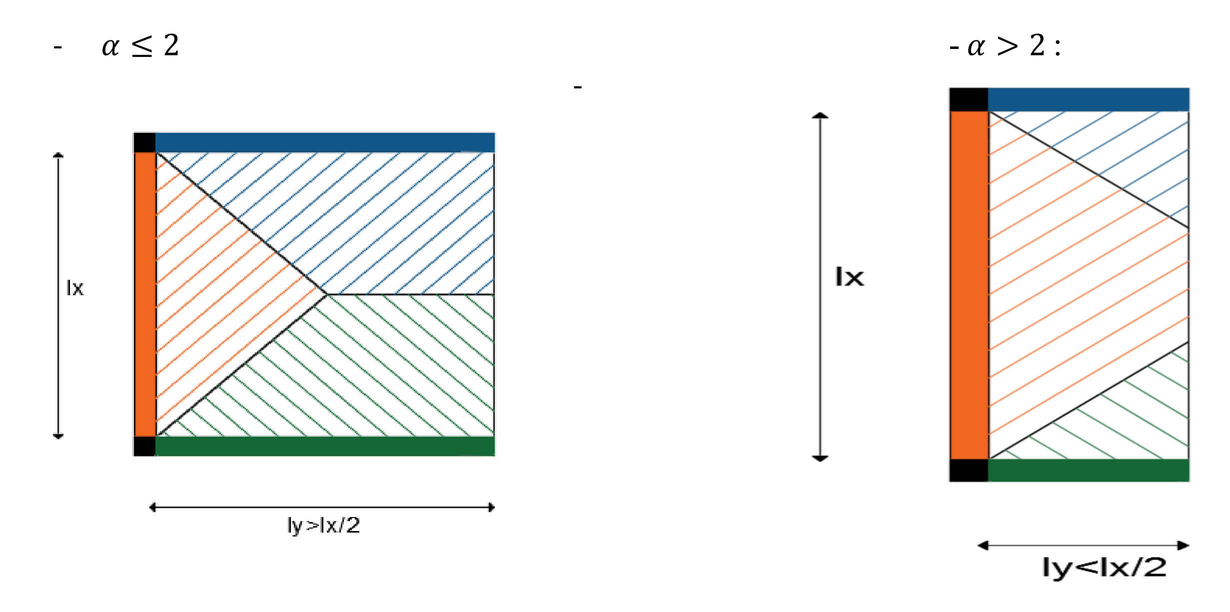
- $\alpha \geq 0.4$: Dalle portant dans les deux sens :



Remarque : La ligne de rupture est à 45°

- **Dalle sur 3 appuis :**

- $\alpha \leq 2$ - $\alpha > 2$:



Ce qui nous amène à la répartition suivante des dalles constituant l'auditorium :

Figure 71: surfaces d'influence de l'auditorium

Le calcul doit se faire pour chaque catégorie de charges. Nous distinguons alors :

- Charges permanentes :
    - Poids propre dalle pleine 25 :

G1= 0.25 x 25 = 6.25 kN/m²

- Revêtement dalle :

G2 = 2.5 kN/m²

⇨ **G = G1 + G2 = 8.75 kN/m²**

- Charges d'exploitation

⇨ **Q = 6 kN/m²**

Les différents chargements seront ensuite introduits sur le module « dimensionnement des éléments en BA » du logiciel RSA.

NB : Pour dimensionner les poutres, il faut impérativement superposer le chargement appliqué de part et d'autre sur chacune d'entre elles.

Exemple 1 : la poutre continue {R13+CR13}

D'après la figure précédente, les surfaces d'influence de cette poutre se résument à la figure suivante :

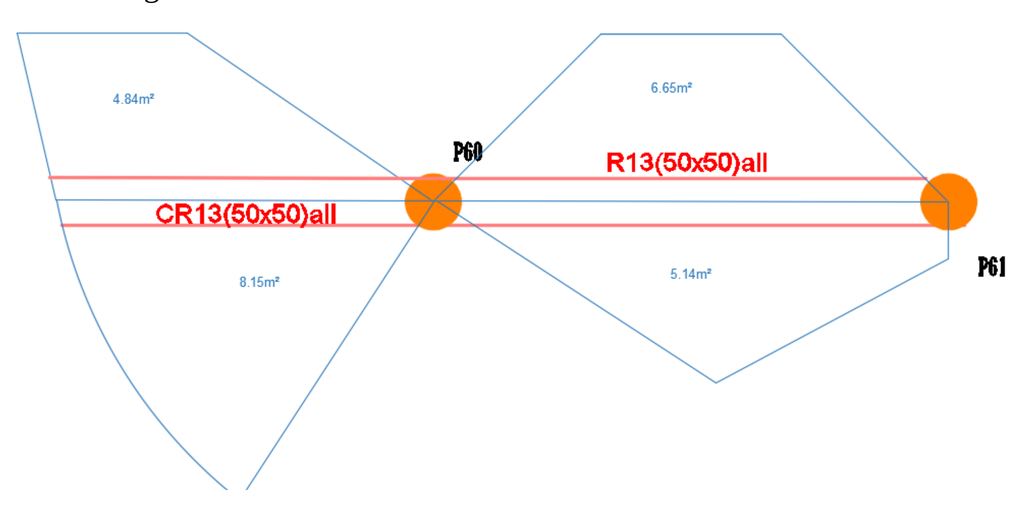


Figure 72: dessin des surfaces d'inflence sur la poutre R13 +CR13

Les chargements ainsi appliqués sur la poutre {R13+RC13} seront divisées en deux groupes ; ceux dus aux dalles supérieures d'une part, et dus aux dalles inférieures d'autre part.

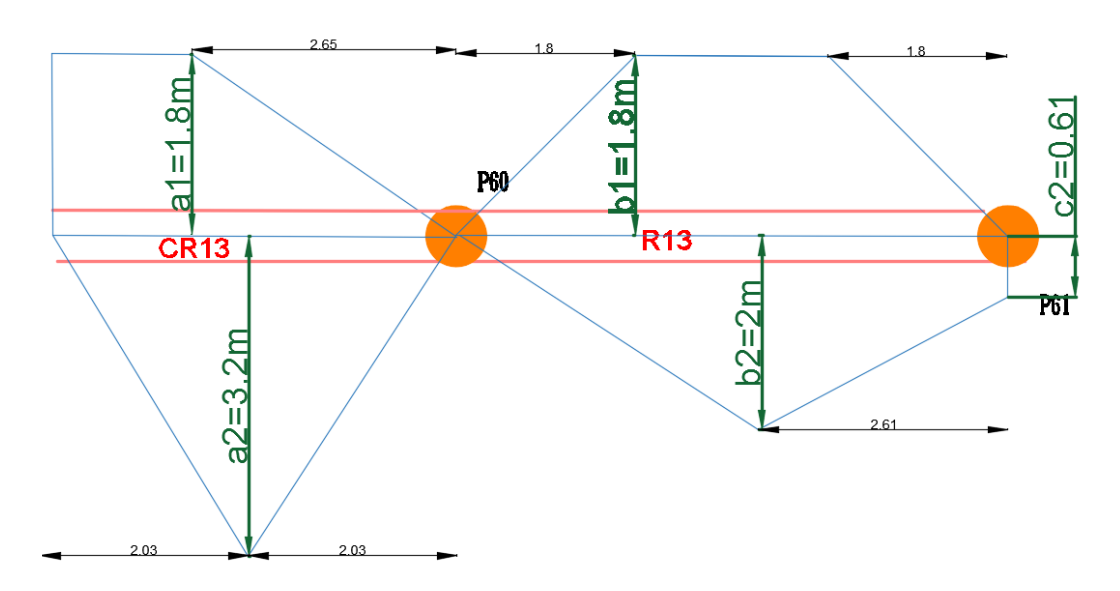


Figure 73: Mesure des distances des Surfaces d'influence de la poutre R13 + CR13

- Chargement dus aux dalles supérieures :
    - Charges permanentes :

Pour passer de la charge surfacique G à celle appliquée directement sur la poutre, il faut multiplier G par l'un des coefficients représentés sur la figure ci-dessous (a1 ou b1), comme suit :

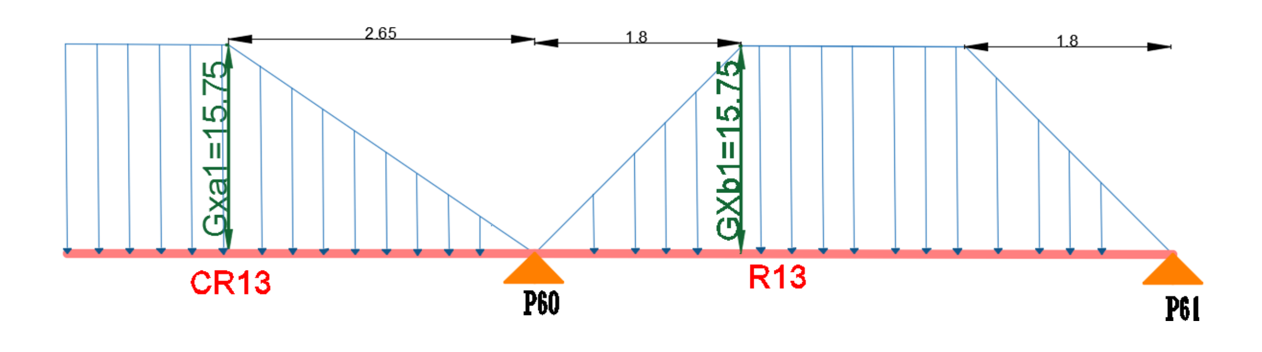


Figure 74: Calcul des charges dues à G pour la partie haute des surfaces d'influence

- Charges d'exploitation :

De la même manière que précédemment, mais en multipliant cette fois par la charge surfacique Q :

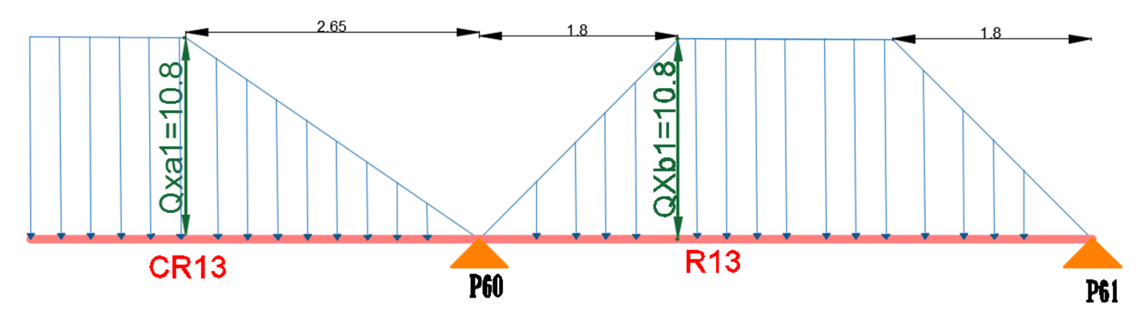


Figure 75: Calcul des charges dues à Q pour la partie haute des surfaces d'influence

➢ Chargements dus aux dalles inférieures :

- Charges permanentes :

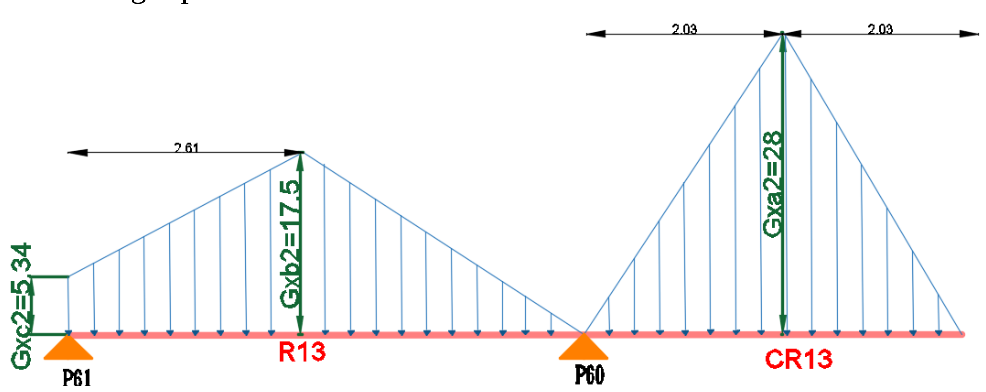


Figure 76:Calcul des charges dues à G pour la partie basse des surfaces d'influence

- Charges d'exploitation :

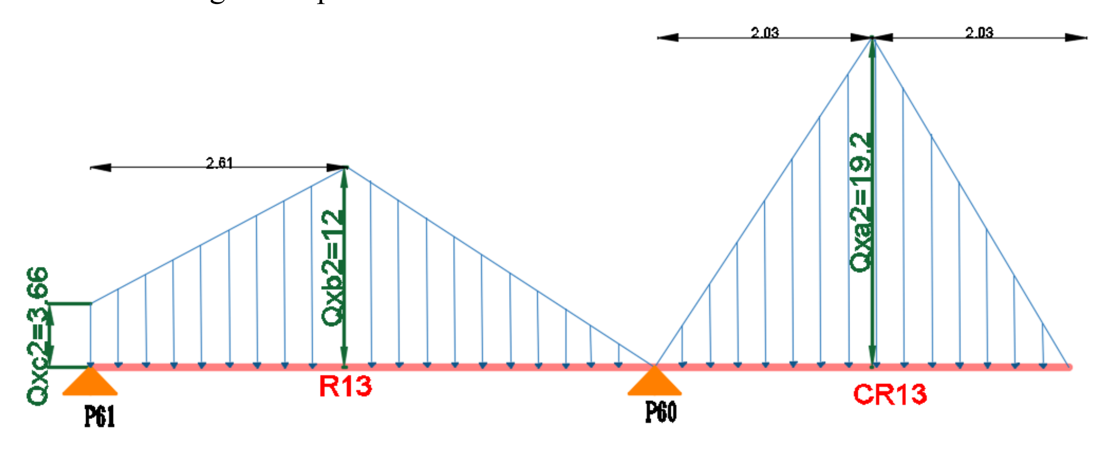


Figure 77:Calcul des charges dues à Q pour la partie basse des surfaces d'influence

En introduisant cette poutre dans le module « dimensionnement des éléments en BA » du logiciel Robot, ainsi que toutes les charges qui lui sont appliquées, nous obtenons les plans d'exécution suivants :

Exemple 2 : La poutre R24+C24 :

Il s'agit d'une poutre continue à console. Ses caractéristiques sont comme suit :

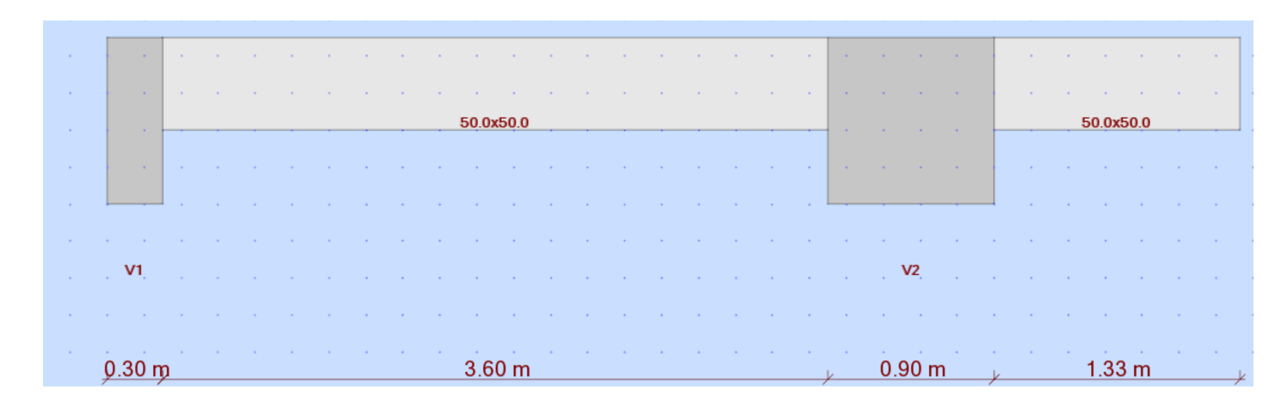


Figure 78: Poutre 24 de l'auditorium

Les charges à considérer d'après ce schéma sont comme suit :

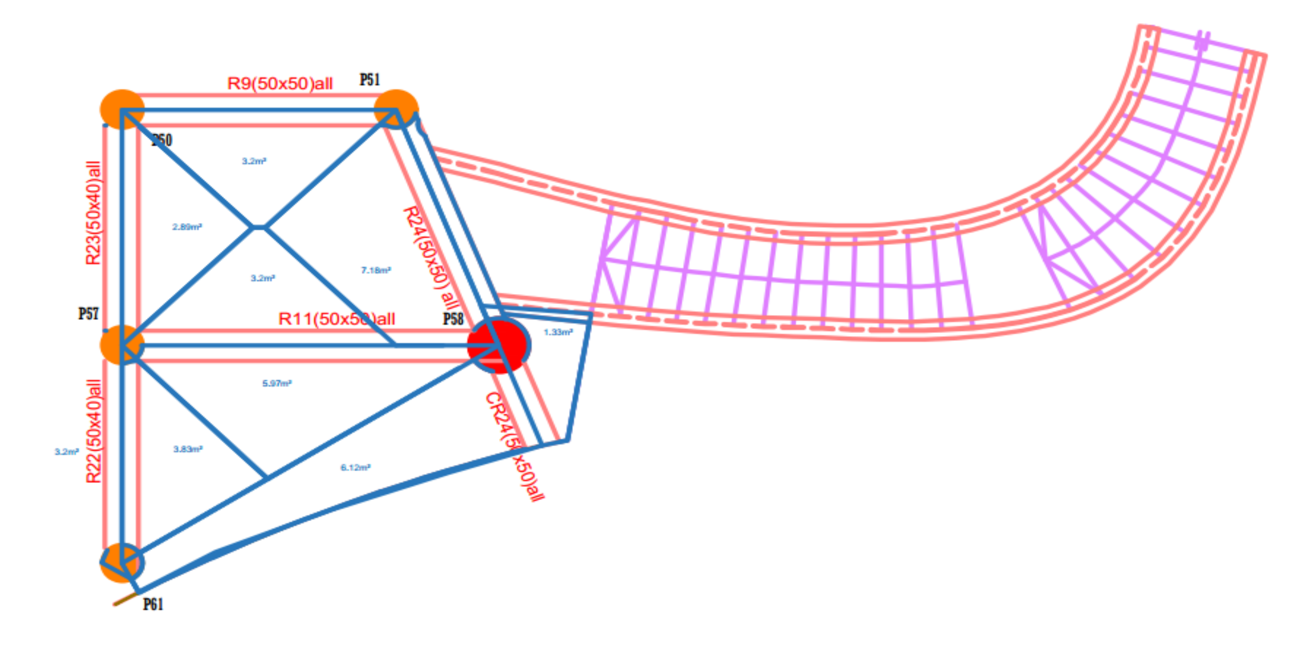


Figure 79: Surfaces d'influence et chargement appliqué sur la poutre 24 de l'auditorium

➢ Pour la travée :

- Charge triangulaire :

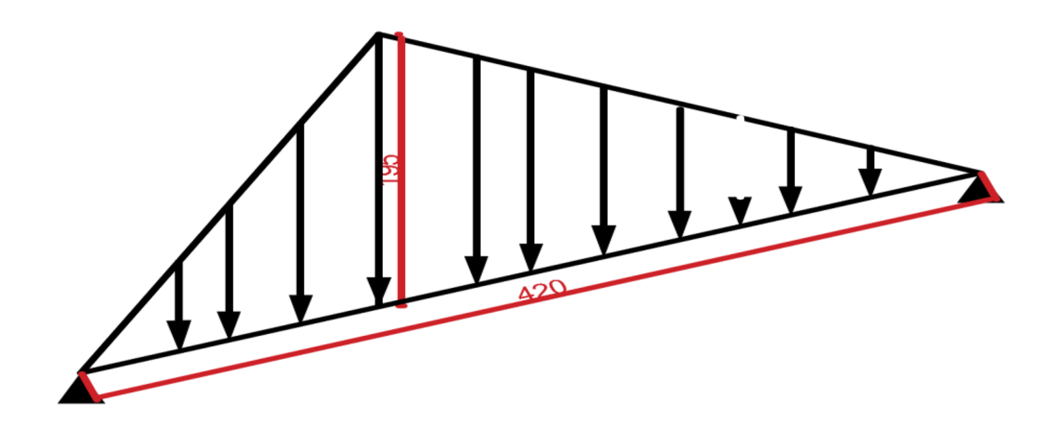


Figure 80: Chargement triangulaire de la poutre 24

Charges permanents suivant y

G_y= 8.75 x 1.95 x cos(20)

➔ G_y= 16.03 KN/ml

Charges d'exploitation:

Q_y=2.5 x 1.95 x cos(20)

➔ Q_y=4.58 KN/ml

Charges permanentes suivant x

G_x= 8.75 x 1.95 x sin (20)

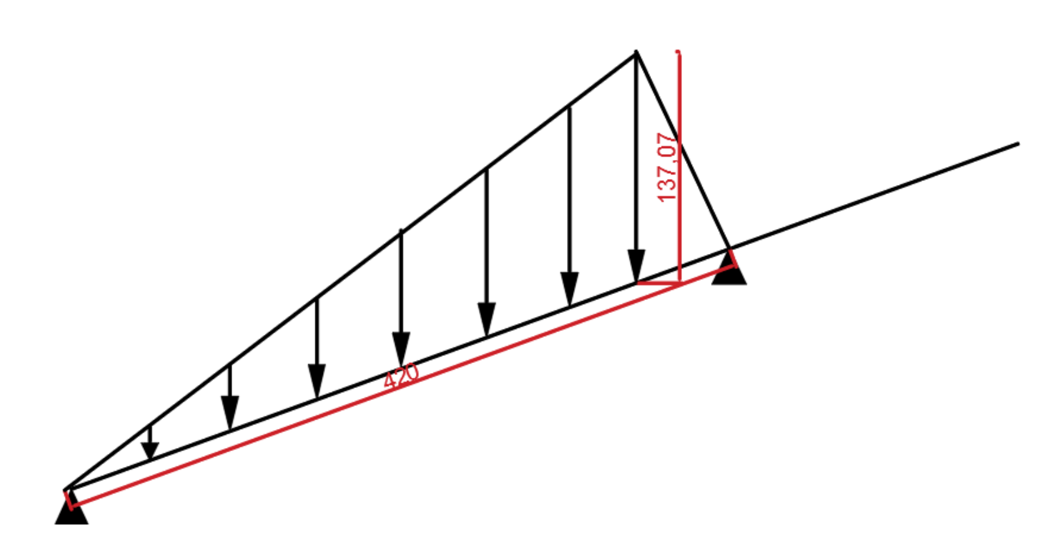
➔ G_x= 5.83 KN/ml

Charges d'exploitation:

Q_x=2.5 x 1.95

➔ Q_x=4.88 KN/ml

- Charge triangulaire (triangle isocèle) :



Charges permanentes suivant y:

- ➔ G_y= 8.75 x 1.37x cos(20)
- ➔ G_y= 11.26 KN/ml

Charges d'exploitation suivant x:

- ➔ Q_y= 2.5 x 1.95 cos(20) KN/ml
- ➔ Q_y= 4.88 KN/ml

Charges permanentes suivant x:

- ➔ G_x= 8.75 x 1.37 x sin(20)
- ➔ G_x= 4.1 KN/ml

Charges d'exploitation suivant y:

- ➔ Q_x= 2.5 x 1.37 x sin(20)
- ➔ Q_x= 1.17 KN/ml

- Charges concentrées :

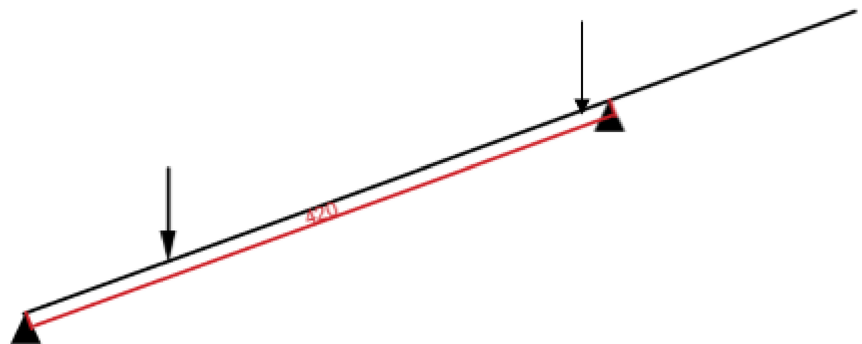


Figure 81: Charges concentrées sur la poutre 24 due aux escaliers métalliques

Les charges concentrées proviennent des escaliers métalliques. De plus, uniquement la moitié des escaliers qui répartira la charge sur la poutre à côté de l'appui gauche et droite comme est illustré sur cette figure :

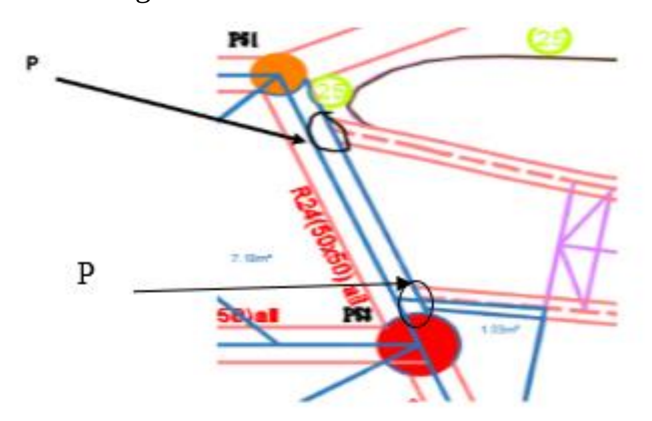


Figure 82: Vu en plan du Chargement des escaliers sur la poutre 24

Remarque :

Le calcul détaillé des escaliers métallique fera l'objet du dernier chapitre : » Passerelles et escaliers métalliques ». Ainsi, nous exploitons les résultats obtenus.

Pour calculer ce chargement, nous avons fait le bilan du poids propre des composantes de l'escalier sachant que les escaliers sont composés des :

- Marches en marbre ;
- Profilés des marches : IPE 100 ;
- Profilés des limons : TCAR 180x8 ;
- Garde-corps en aluminium.

Pour ce faire, nous calculons :

- **le poids propre surfacique** des marches PP_m en multipliant leur densité volumique $d_m(KN/m^3)$ par leur épaisseur $e_m(m)$:

$$PP_m = d_m \times e_m \ (KN/m^2)$$

- **Le poids propre concentré** des marches en multipliant la densité linéaire du profilé d_P (KN/ml) par leur nombre n, tout au long de la moitié de l'escalier, et finalement par la demi-largeur de l'escalier l_e

$$P_p = d_P \times n \times l_e \ (KN)$$

- **Le poids propre concentré** des limons en multipliant la densité linéaire du profilé d_P (KN/ml) par leur nombre n=2 divisé par 2 (vue qu'il existe deux profilés HEB aux extrémités et au long des escaliers), et finalement par la demi-longueur de l'escalier L_e :

$$P_p = d_P \times n \times l_e \ (KN)$$

- **Le poids propre surfacique** du garde-corps sachant qu'il s'agit d'un garde-corps en aluminium d'une épaisseur de e_g=20 cm et d'une hauteur moyenne de h_g=1.5 cm. Ainsi

$$PP_g = d_g \times e_g \times h_g \ (KN/m^2)$$

Nous avons obtenu ainsi pour les profilés métalliques (IPE et TCAR 180 x 8) le poids propre concentré. Pour les marches et garde-corps, nous calculons la surface d'influence de la moitié des escaliers S_e et nous la multiplions par le poids propre surfacique calculé auparavant PP Pour obtenir la charge concentrée sur la poutre P.

$$S_e = L_e \times \frac{l_e}{2} \ (m^2)$$

$$P = PP \times S_e \ (KN)$$

La sommation de l'ensemble des charges concentrées donne la charge totale appliquée sur cette dernière.

Charges permanentes:

G= 42.78 KN

➔ G_y= 39.92 KN et G_x= 14.53 KN

Charges d'exploitation:

Q= 31.24 KN

➔ Q_y= 29.35 KN et Q_x=10.68 KN

- Pour la console :
  - Charge rectangulaire :

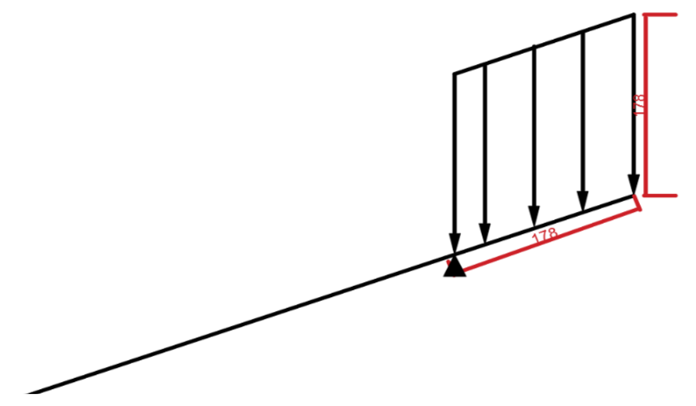


Figure 83: charge linéaire appliquée sur la console de CR24

Charges permanentes suivant y:

G_y= 8.75 x 1.78 x cos(20)

➔ G_y= 14.63 KN/ml

Charges d'exploitation:

Q_y=2.5 x 1.78 x cos(20)

➔ Q_y=4.18 KN/m

Charges permanentes suivant x:

G_x= 8.75 x 1.78 x sin (20)

➔ G_x= 5.33 KN/ml

Charges d'exploitation:

Q_x=2.5 x 1.78x sin (20)

➔ Q_x=1.52 KN/ml

- Charge triangulaire

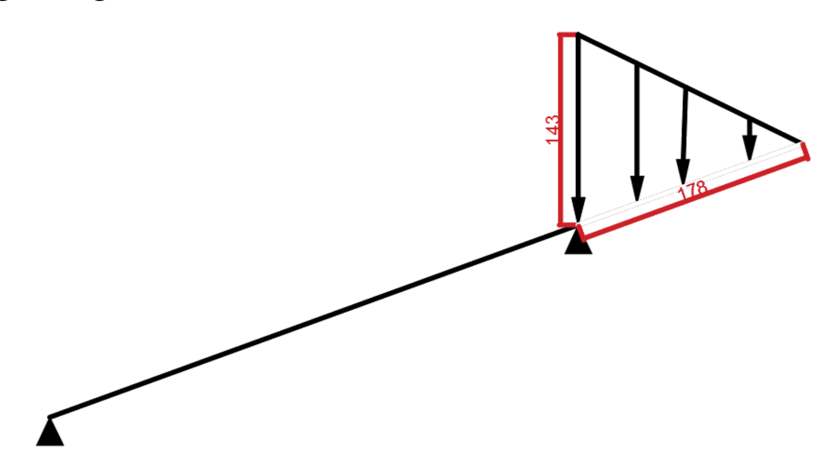


Figure 84: chargement triangulaire de la console CR24

Charges permanentes suivant y:

G_y= 8.75 x 1.43 x cos(20)

➔ G_y= 11.76 KN/ml

Charges d'exploitation:

Q_y=2.5 x 1.43 x cos(20)

➔ Q_y=3.36 KN/ml

Charges permanentes suivant x:

G_x= 8.75 x 1.43 x sin(20)

➔ G_x= 4.28 KN/ml

Charges d'exploitation:

Q_x=2.5 x 1.43 x sin(20)

➔ Q_x=1.22 KN/ml

Ferraillage de la poutre :

Le ferraillage donné par le logiciel est comme suit :

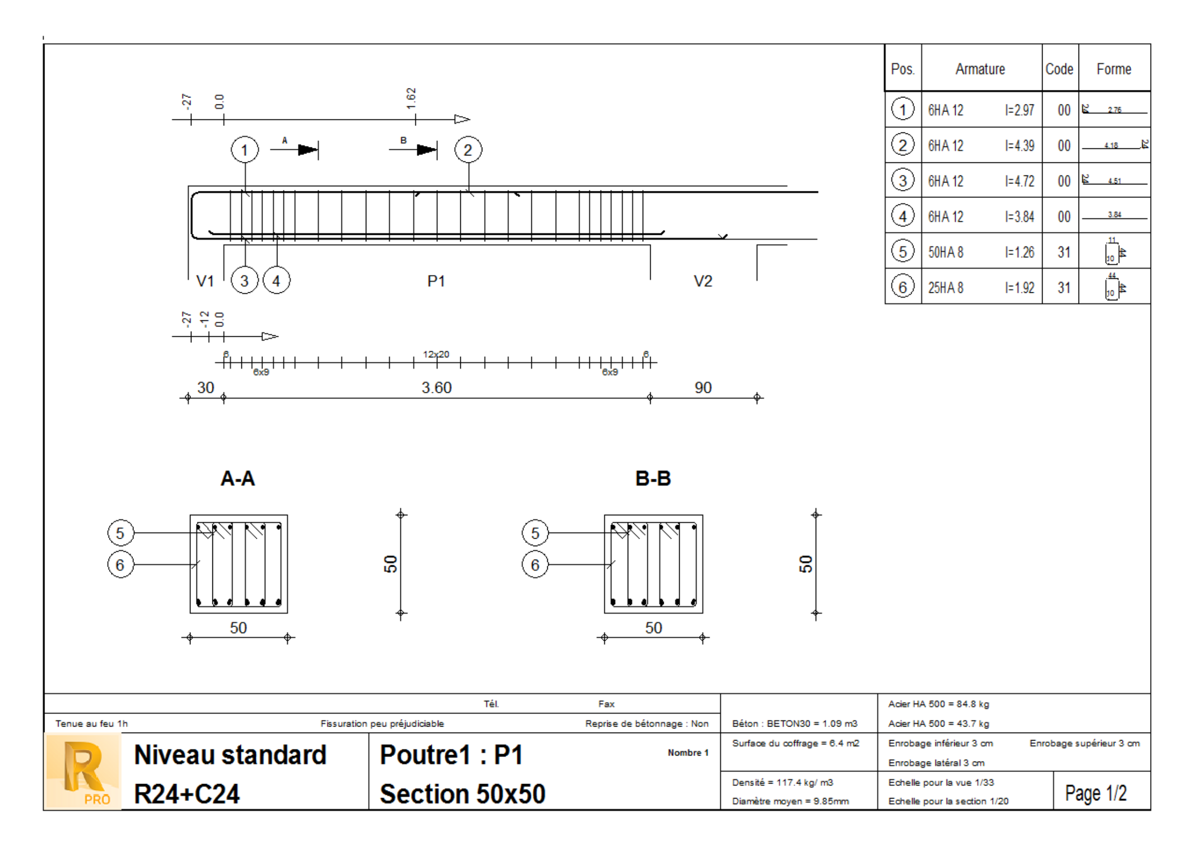


Figure 86: Ferraillage de la poutre R24

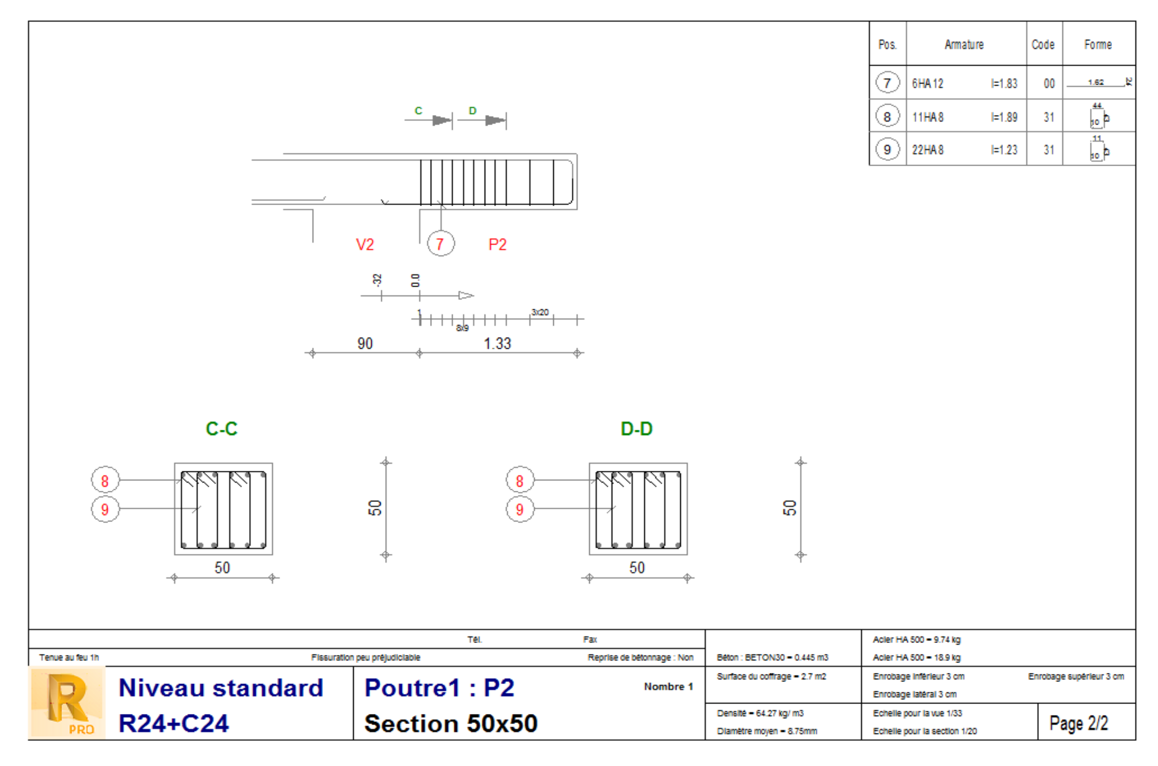
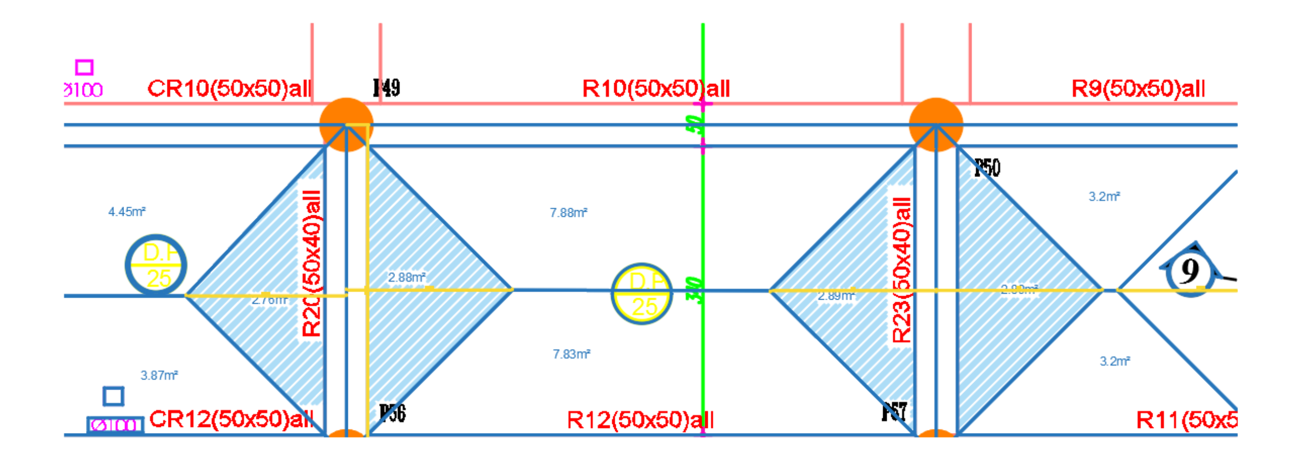
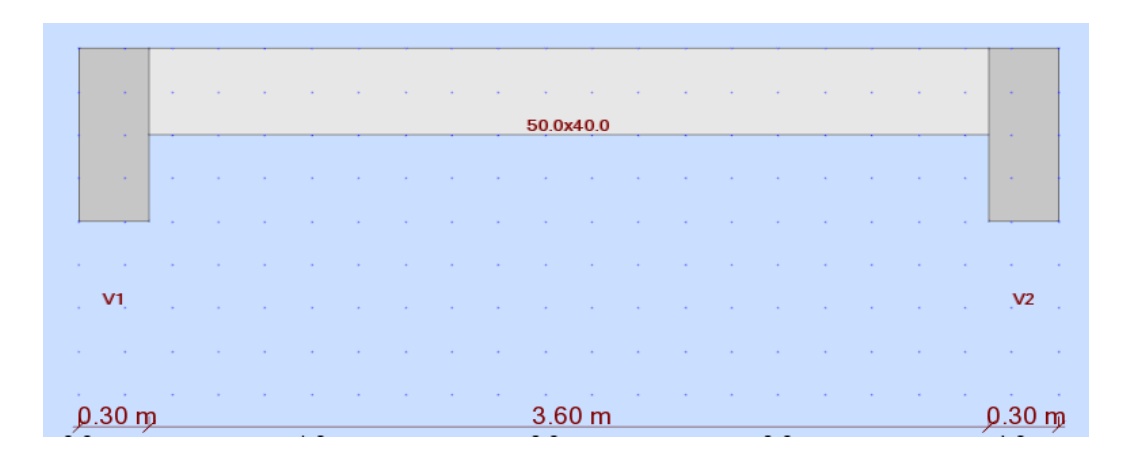


Figure 85: Ferraillage de la console CR24

De même pour les autres poutres, voici les charges obtenues. Ferraillage (voir annexe 11)



➢ Poutre R20 et R23 (même surfaces d'influence)



Charges permanentes suivant y:

- G= 16.07 KN/ml
- G= 11.74 KN/ml

Charges d'exploitation:

- Q=10.71 KN/ml
- Q=10.15 KN/ml

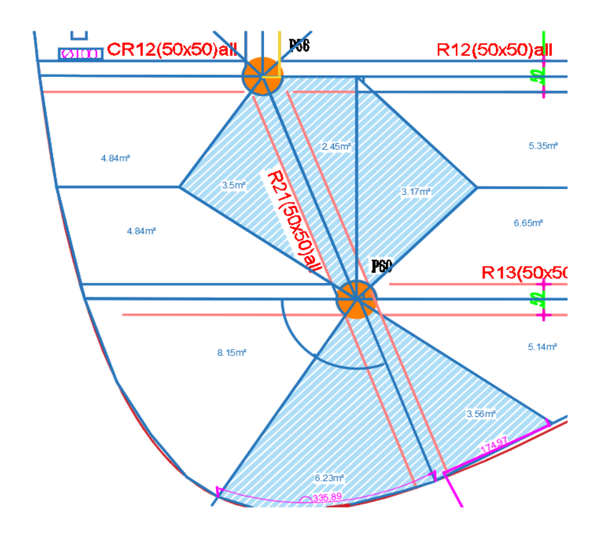
Charges permanentes suivant x:

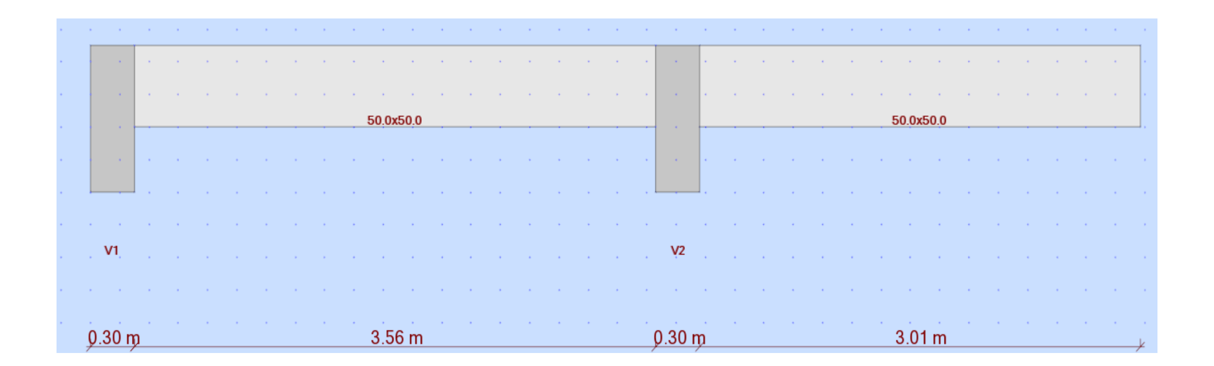
- G= 5.84 KN/ml
- G= 4.27 KN/ml

Charges d'exploitation:

- Q=3.9 KN/ml
- Q=3.69 KN/ml

- Poutre R21+C21 :





R21:

Charges permanentes suivant y:

- ➔ G_y= 16.07 KN/ml
- ➔ G_y= 11.74 KN/ml
- ➔ G_y=11.51 KN/ml

Charges d'exploitation suivant y:

- ➔ Q_y=10.71 KN/ml
- ➔ Q_y=10.15 KN/ml
- ➔ Q_y=7.9 KN/ml

R21:

Charges permanentes suivant x:

- ➔ G_x= 5.84 KN/ml
- ➔ G_x= 4.27 KN/ml
- ➔ G_x=4.19 KN/ml

Charges d'exploitation suivant x:

- ➔ Q_x=3.9 KN/ml
- ➔ Q_x=3.7 KN/ml
- ➔ Q_x=2.87 KN/ml

CR21:

Charges permanentes:

- ➔ G_y= 25.82 KN/ml
- ➔ G_y= 16.19 KN/ml

Charges d'exploitation:

- ➔ Q_y=17.7 KN/ml
- ➔ Q_y=7.89 KN/ml

CR21:

Charges permanentes:

- ➔ G_x= 9.4 KN/ml
- ➔ G_x= 5.89 KN/ml

Charges d'exploitation:

- ➔ Q_x=6.44 KN/ml
- ➔ Q_x=2.87 KN/ml

Pour la charge ponctuelle sur la console (celle du mur rideau de 3 KN/ml à titre de rappel) :

P_1= 3 x 3.36 = 10.08 KN

P_2=1.75 x 3 = 5.25 KN

- ➔ P_{1y}= 9.47 KN et P_{1x}= 3.45 KN
- ➔ P_{2y}= 4.93 KN et P_{2x}=1.79 KN

Nous donnons le dessin de ferraillage de la poutre R21+CR21 que nous avons effectué par le logiciel AUTOCAD :

Détail Console CR21(50x50)All

Détail Poutre R21(50x50)All

3Cad T8/e=(voir cahier des poutres)

R24(50x50)all

CR24(50x50)all

3Cad T8

6T20

6T12

P56

P60

Coupe a-a
R21(50x50)All
3Cad T8
6T20
12T20

Coupe b-b
CR21(50x50)All
3Cad T8
12T20
6T20

Figure 87:: Détail de ferraillage de la poutre R21+ CR21

2-2- Les poteaux :

Le dimensionnement des poteaux a été extrait directement à partir du logiciel ROBOT. Voici les poteaux en question :

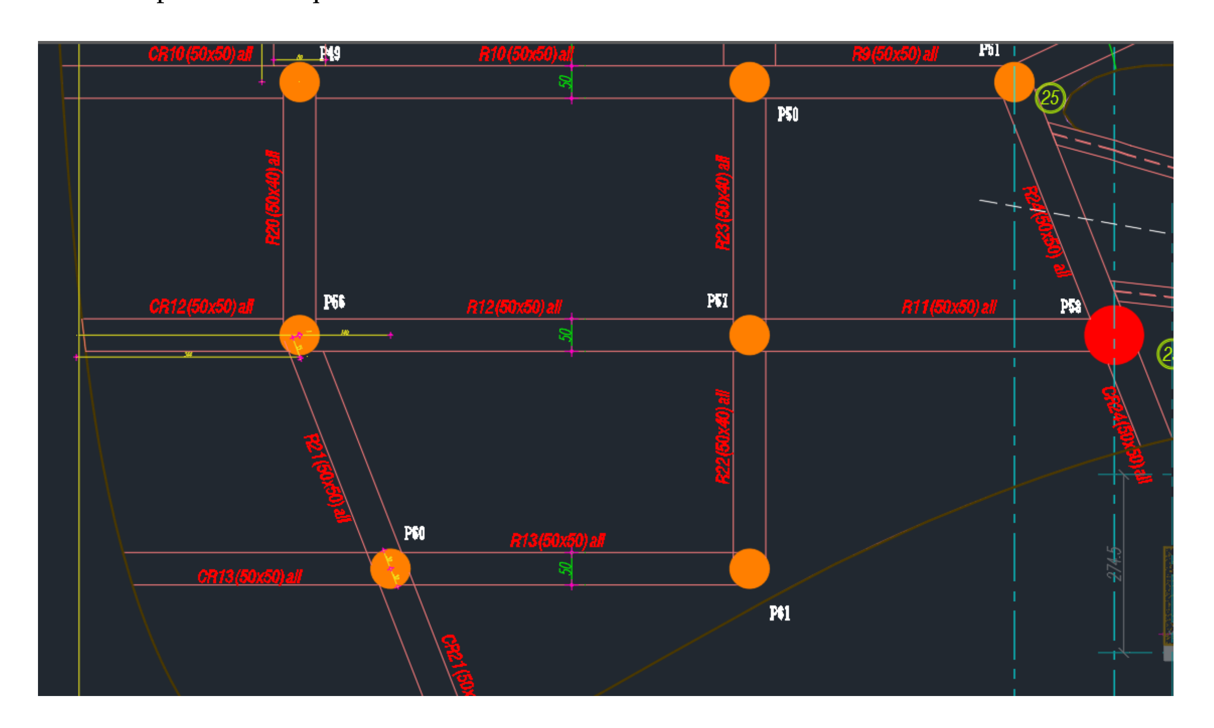


Figure 88: Poteaux de l'auditorium

➤ **Procédure de calcul :**

- Les règles B.A.E.L n'imposent aucune condition à l'état limite de service pour les pièces soumises en compression centrée. Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se justifier uniquement vis à vis de l'état limite ultime. Dans notre cas, il faut prendre en compte les dispositions sismiques. Ainsi, on a extrait le ferraillage directement du logiciel en spécifiant quelques paramètres de calcul sur le logiciel :

- Les poteaux sont soumis à la compression avec flexion

- **Ferraillage des poteaux de l'auditorium**

(Voir les annexe 11 pour le ferraillage)

Par contre, nous donnons ci-joint le ferraillage des Poteaux P60 et P61 ayant le même ferraillage :

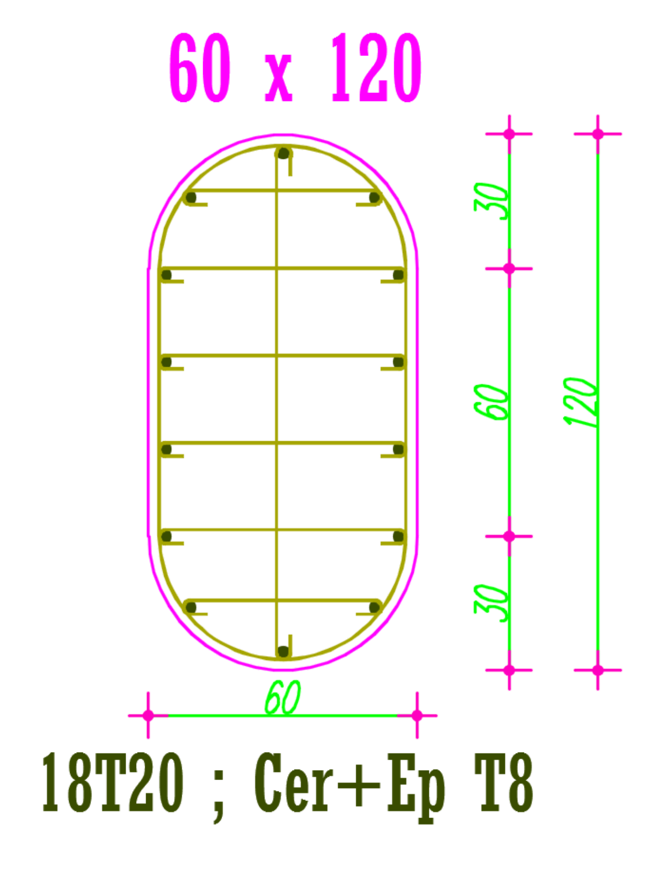


Figure 89: Ferraillage des poteaux P60 et P61 au sous-sol 2

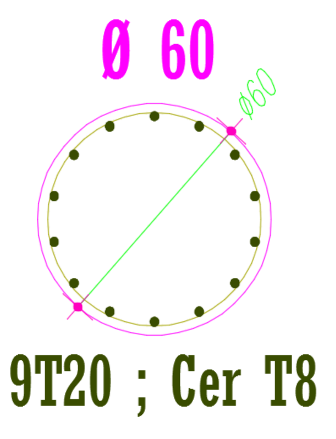


Figure 90: Ferraillage des poteaux P60 et P61 au sous-sol 1 et au RDC

Chapitre 5 :

Etude des Escaliers métalliques et des Passerelles

I- Les escaliers métalliques

1-1- Description

Il s'agit des escaliers reliant le sous-sol 1 et le RDC :

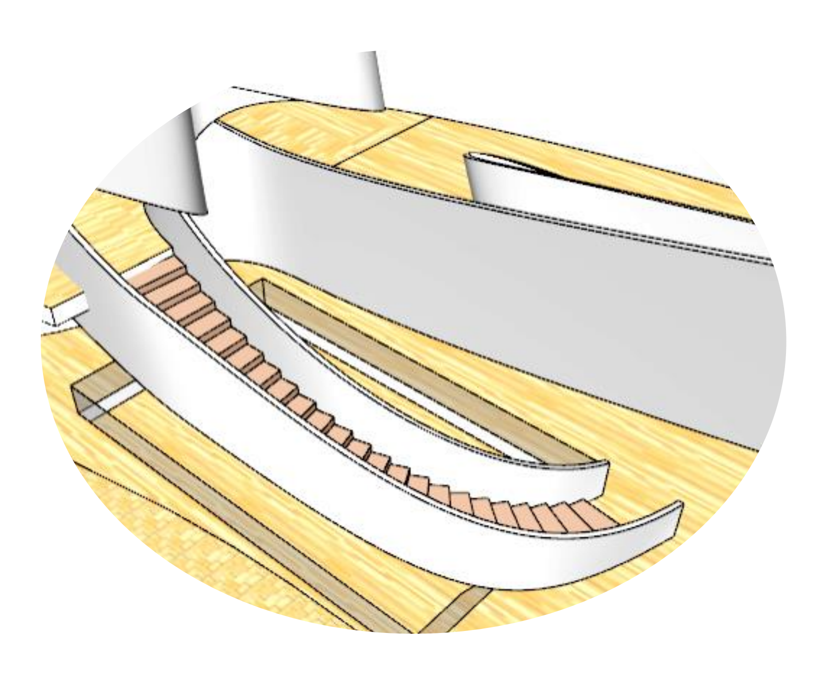


Figure 91: Vue en 3D des escaliers métallique sur SKetchup

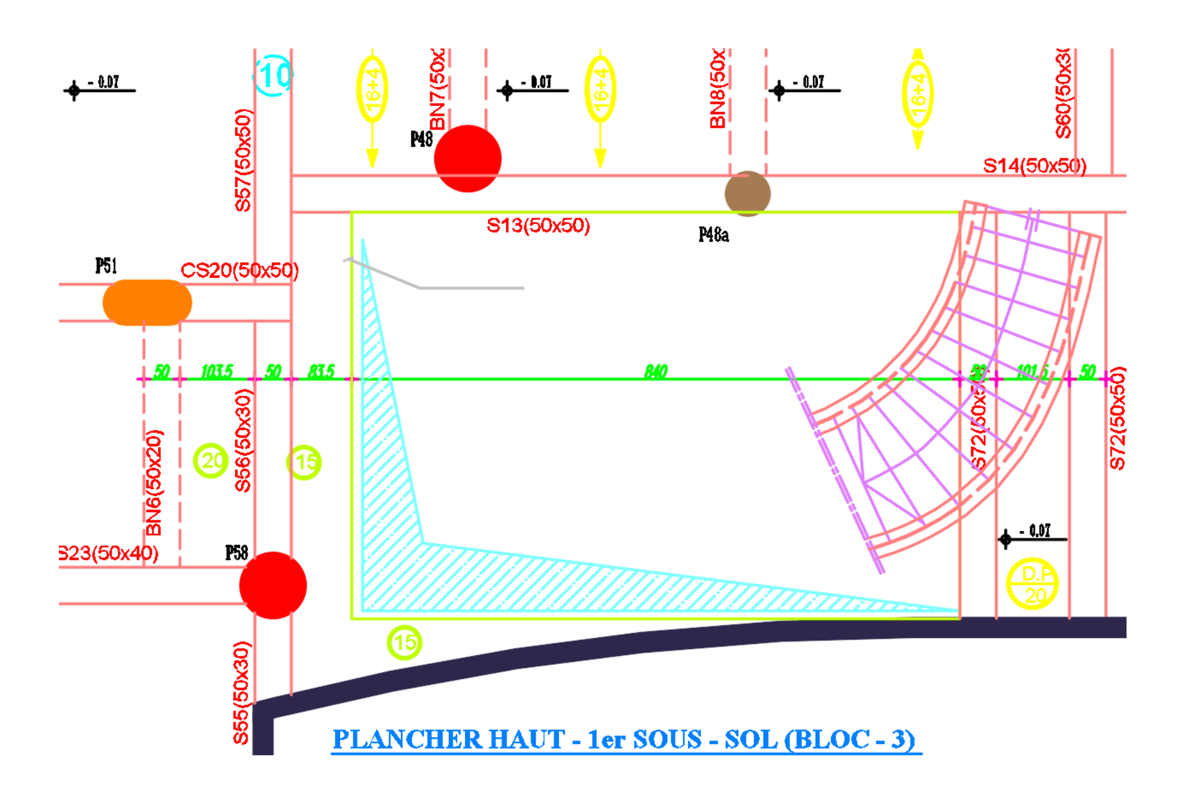


Figure 92: vue de dessous des escaliers métalliques au niveau du sous-sol

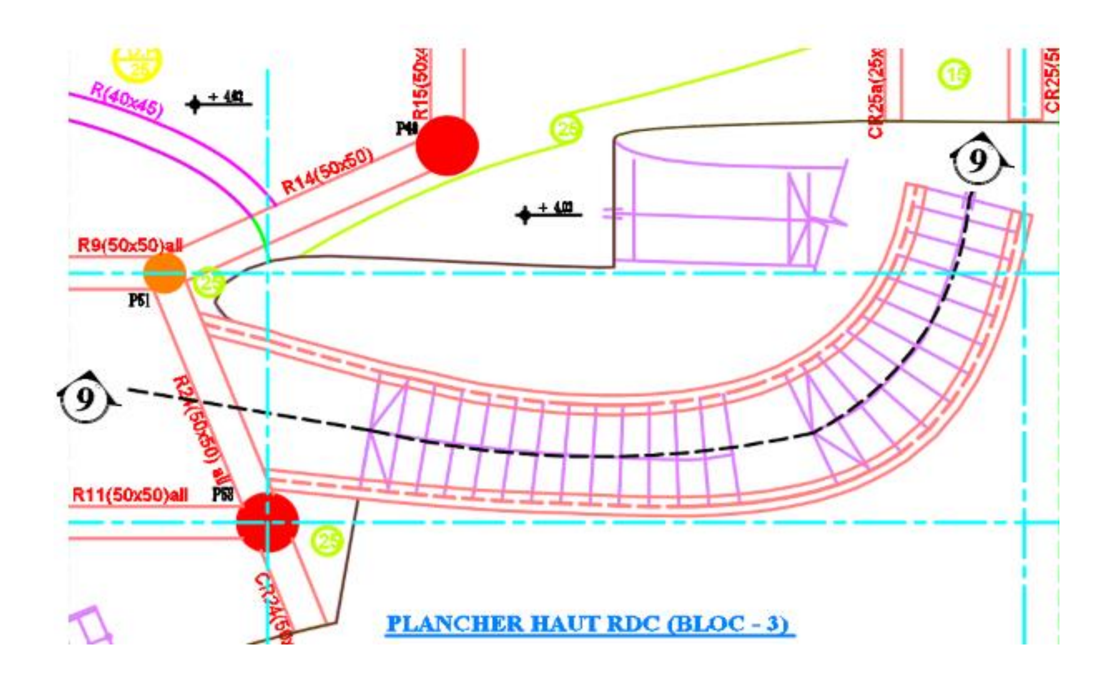


Figure 93: vue de dessous des escaliers métalliques au niveau du RDC

1-2- Conception :

Les escaliers ont une longueur de 14.5 m et une largeur de 2 m, ils ont une forme courbée vue l'exigence architecturale.

Nous avons opté pour des IPE au niveau des marches et des TUBES CARRES au niveau des limons. Pour éviter les effets des moments et les assemblages lourds, nous avons choisi d'utiliser des liaisons articulées entre les profilés ainsi la structure sera soulagée. Par conséquent, les marches et les limons seront des poutres isostatiques.

NB : L'épaisseur des profilés métalliques doit être ≥ 5 mm ; l'épaisseur minima de corrosion.

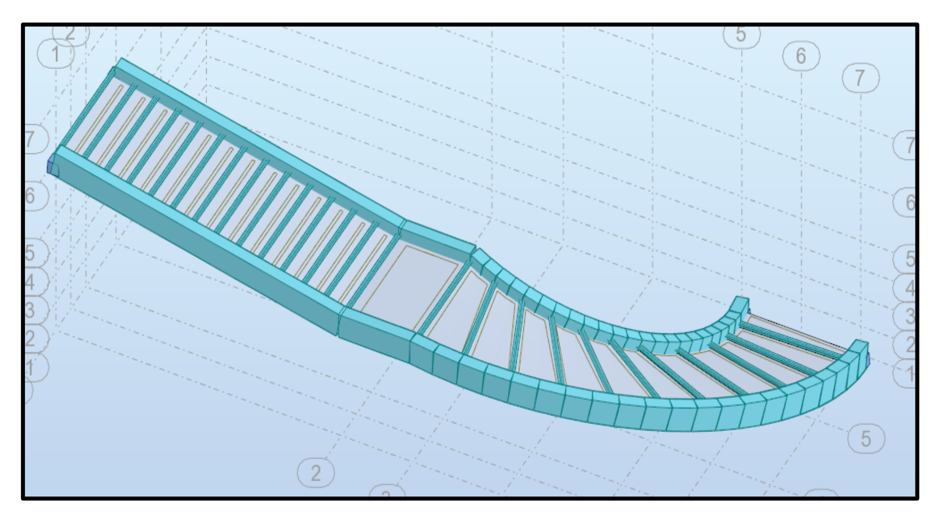


Figure 94: Modélisation des escaliers métalliques sur ROBOT

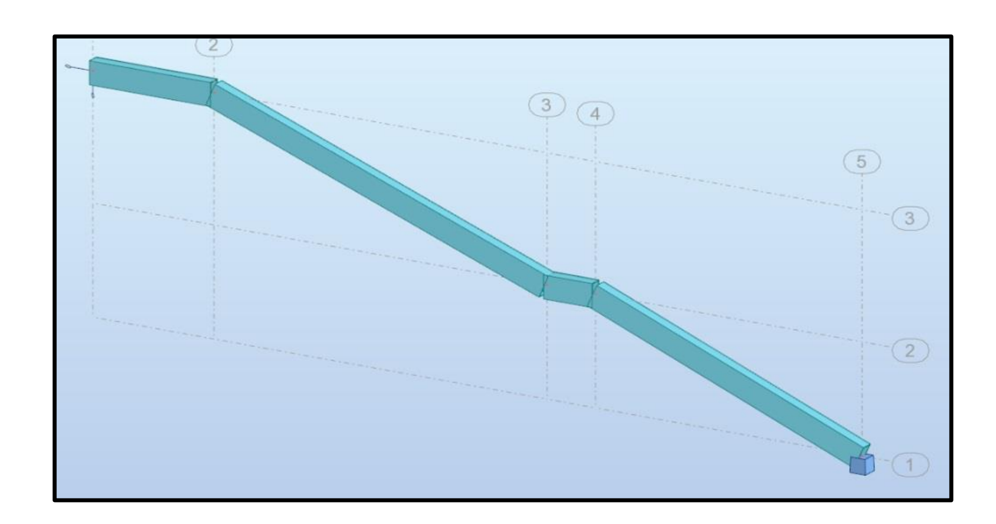


Figure 95 : Poutre non courbée considérée pour la Coupe 9-9 des escaliers métalliques

1-3- Inventaire des charges :

Type	Valeur (KN/m²)
G	4
Q	4

Tableau 11: inventaire des charges sur les escaliers métalliques

1-4- Calcul et vérification :

- Les marches :

  - **Vérification de la résistance (ELU) :**

    Elles sont soumises à la flexion simple. Le calcul est effectué sur la marche la plus sollicitée :

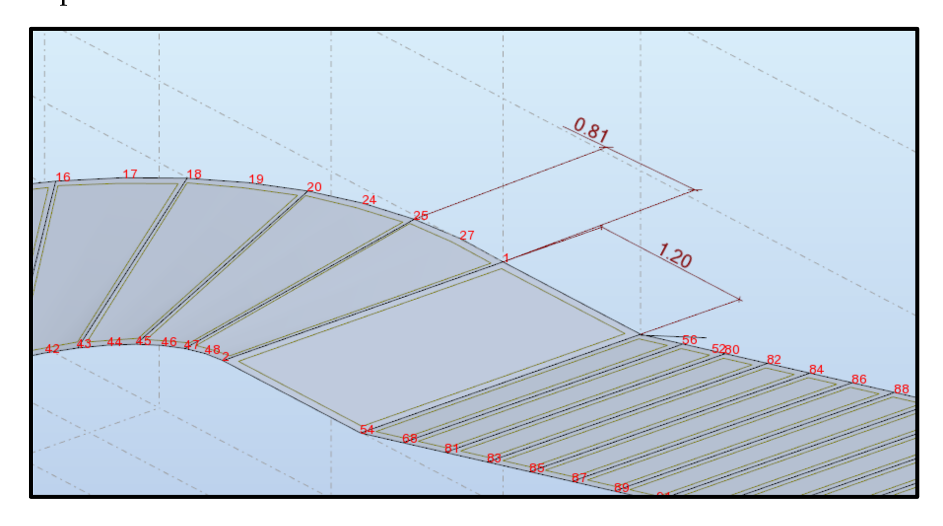


Figure 96: La Marche la plus sollicitée des escaliers métalliques

$$P_u = 1.35\frac{\boldsymbol{Gx(1.2+0.81)}}{\boldsymbol{2}} \ \boldsymbol{et}\ \boldsymbol{q_u} = 1.5\frac{\boldsymbol{Qx(1.2+0.81)}}{\boldsymbol{2}}$$

D'où $$M_u = \frac{P_u x L^2}{8} + \frac{q_u x L^2}{8}$$

Tout calcul fait : $$M_u = 5.72\ KN.m$$

Ainsi, on obtient les résultats de résistance suivant :

Med (KN.m)	wply calculé (cm3)	Profilé choisi	Wpl choisi (cm3)	Mpl (KN.m)	Poids (Kg/m)	Ratio ELU
5.73	26.81	IPE100	34.2	7.31	133	78.40

Tableau 12: Résultats de calcul de la résistance des profilés des marches

➔ Résistance vérifiée

- **Vérification du cisaillement :**

P_u (KN/ml)	V_u (KN.m)	τ_y(MPa)	Profilé choisi	A choisie (cm²)	A_{vz} (cm²)	V_{plrd} (KN)	Ratio
11.4	11.4	135.68	IPE100	10.3	5.08	62.66	18.19

Tableau 13: Résultats de calcul du cisaillement

➔ Cisaillement vérifié

Remarque :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{100}{4.1} = 24.4 < 72\ \varepsilon\ \ a \quad vec: \varepsilon = 1$$

D'où pas de risque de voilement de l'âme

- **Vérification de la flèche :**

$$f = 5\frac{P_{ser}L^4}{384\ E\ I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$Avec:\ P_{ser} = \frac{(G+Q)\boldsymbol{x(1.2+0.81)}}{\boldsymbol{2}}$$

Profilé	P_{ser} (KN)	L (m)	Iy (cm4)	f (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
IPE100	8	2	171	4.641	8	Vérifiée

Tableau 14:Vérification de la flèche des marches des escaliers métalliques

- **Vérification du déversement :**

Paramètres de calcul :

fy(Mpa)	235
E (Gpa)	210
V (coeft de poisson)	0.3
G	80.77
βw	1
C1	1.13
C2	0.45
λ1	93.91

Tableau 15: Paramètres de calcul du déversement des marches des escaliers métalliques

Zg=0.05m

Type du profilé	**Iw (cm6)**	**Iz (cm4)**	**It (cm4)**	**L(m)**	**Mcr (KN.m)**	**Wply (cm3)**	**λLt réduit**
IPE100	350	15.9	1.2	2	16.9	34.20	**0.7**

Tableau 16: Vérification du déversement des marches des escaliers métalliques

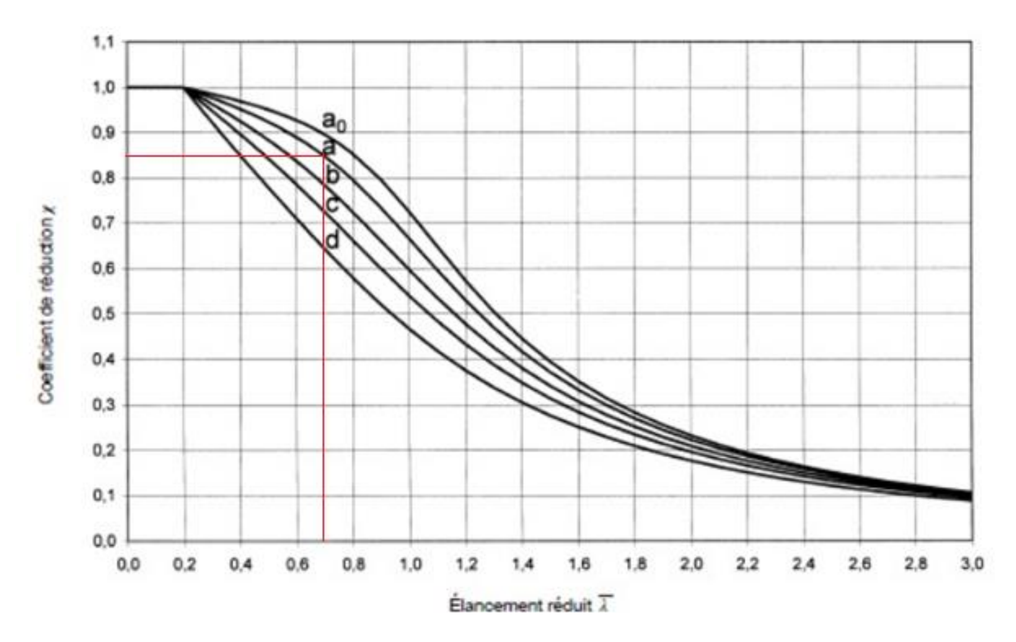


Figure 97: Détermination du coefficient réducteur χ_{LT} des marches (courbe a)

$M_{b,Rd}$ (kN.m)	6.21
M_u (kN.m)	5.73
pas de déversement	

Tableau 17: Vérification du déversement des marches

➢ <u>Les limons :</u>

Sont des poutres courbées soumises à la flexion composée. Et pour faciliter leur calcul tout en conservant la même longueur, nous avons considéré une poutre droite (coupe9-9) tout en ajoutant l'effet d'un moment de torsion.

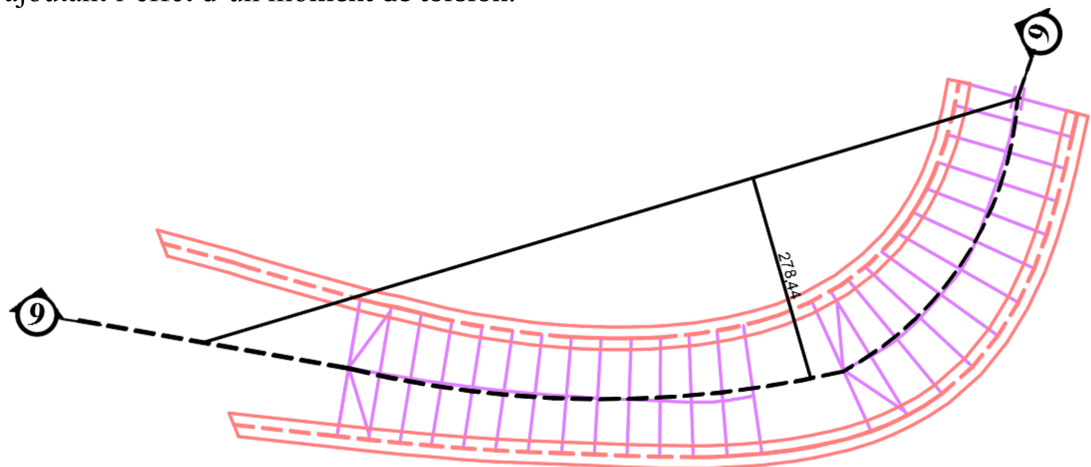


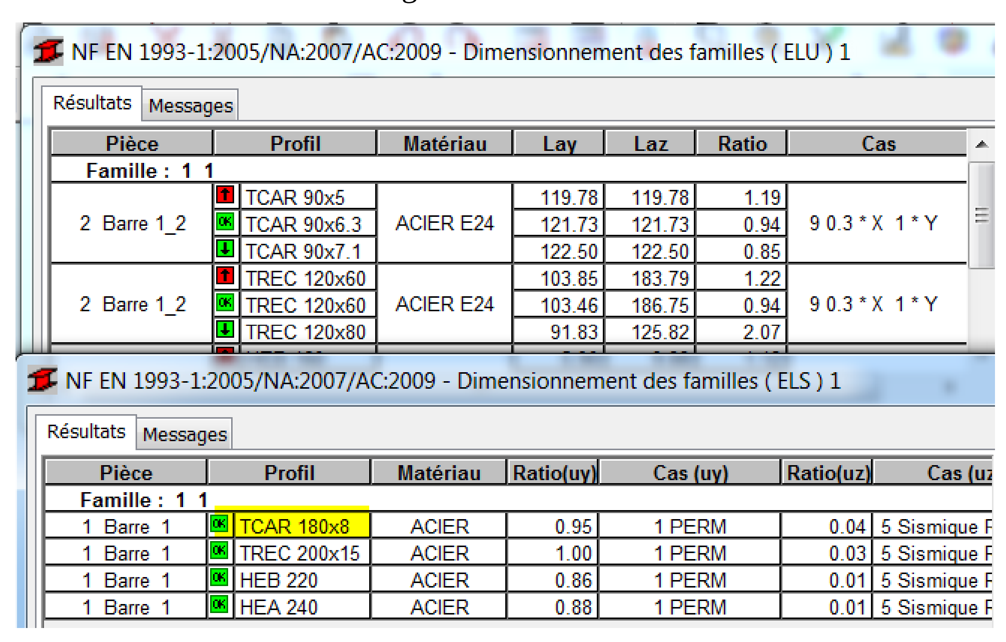
Figure 98: Bras de levier pour le calcul du moment de torsion des escaliers métalliques

Ce moment de torsion total est appliqué là où l'excentricité est maximale :

$$M_t = e_{max}\ \boldsymbol{x\ P x\ L_{escalier}}$$

Avec : $e_{max} = 2.8\,m\ \ et$ P correspond à G ou Q

Les résultats sont extraits du logiciel :



NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 1

Résultats | Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 1						
2 Barre 1_2	TCAR 90x5	ACIER E24	119.78	119.78	1.19	9 0.3 * X 1 * Y
	TCAR 90x6.3		121.73	121.73	0.94	
	TCAR 90x7.1		122.50	122.50	0.85	
2 Barre 1_2	TREC 120x60	ACIER E24	103.85	183.79	1.22	9 0.3 * X 1 * Y
	TREC 120x60		103.46	186.75	0.94	
	TREC 120x80		91.83	125.82	2.07	

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELS) 1

Résultats | Messages

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz
Famille : 1 1						
1 Barre 1	TCAR 180x8	ACIER	0.95	1 PERM	0.04	5 Sismique F
1 Barre 1	TREC 200x15	ACIER	1.00	1 PERM	0.03	5 Sismique F
1 Barre 1	HEB 220	ACIER	0.86	1 PERM	0.01	5 Sismique F
1 Barre 1	HEA 240	ACIER	0.88	1 PERM	0.01	5 Sismique F

Figure 99: Résultats de calcul des limons extraits du logiciel ROBOT

Remarque :

- Vue la forme de la poutre, le logiciel traite chaque tronçon de celle-ci comme une poutre à part en tenant compte de l'effet des poutres adjacentes. Les liaisons au milieu sont considérées comme des encastrements.
- Le déversement n'est pas à vérifier pour les tubes carrés vu leur forme.

1-5- Assemblage des barres :

Au niveau des appuis, les limons sont assemblés aux éléments en béton armé. Nous avons opté pour des rotules. Elles seront réalisées par des boulons placés au niveau de l'axe de rotation du tube comme la montre la figure ci-dessous :

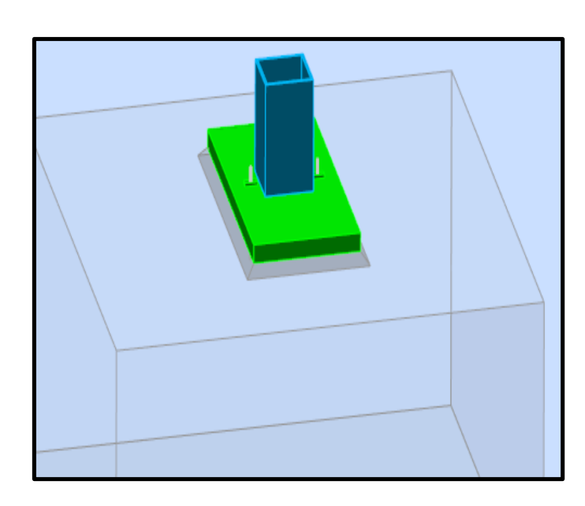


Figure 100: Liaison rotule entre appuis et limons par rapport à leur axe de rotation

Les caractéristiques des éléments de l'assemblage au niveau des appuis pour la coupe 9-9 sont obtenues par le logiciel et sont données par les figures ci-dessous :

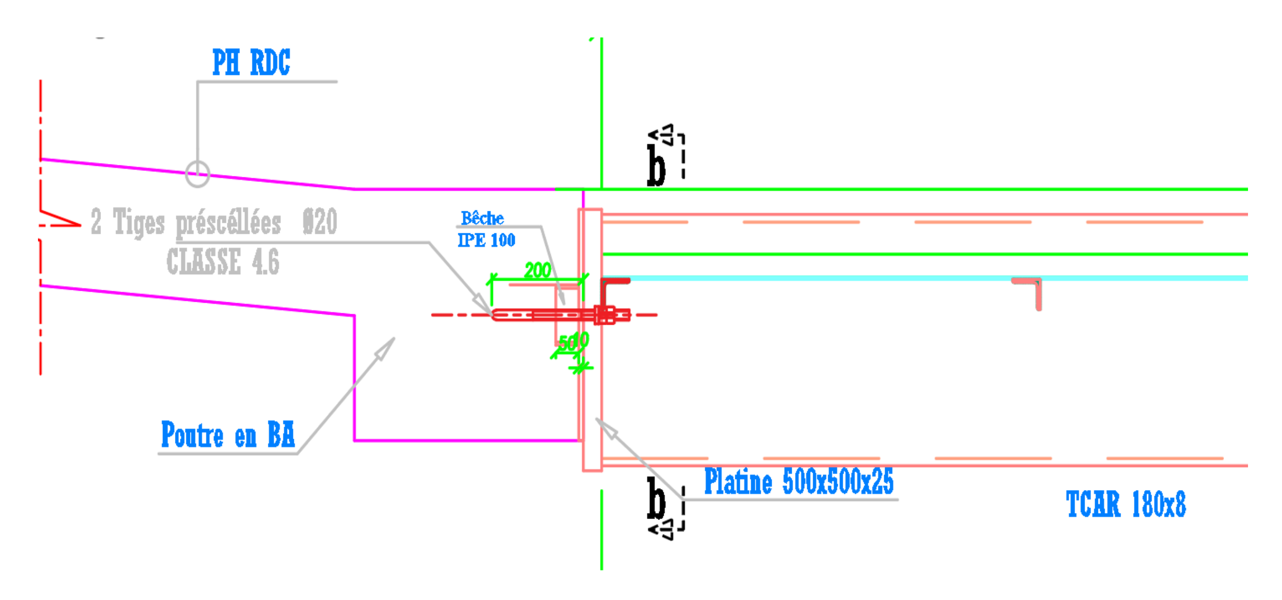


Figure 101: Assemblage de l'appui des escaliers au plancher haut RDC

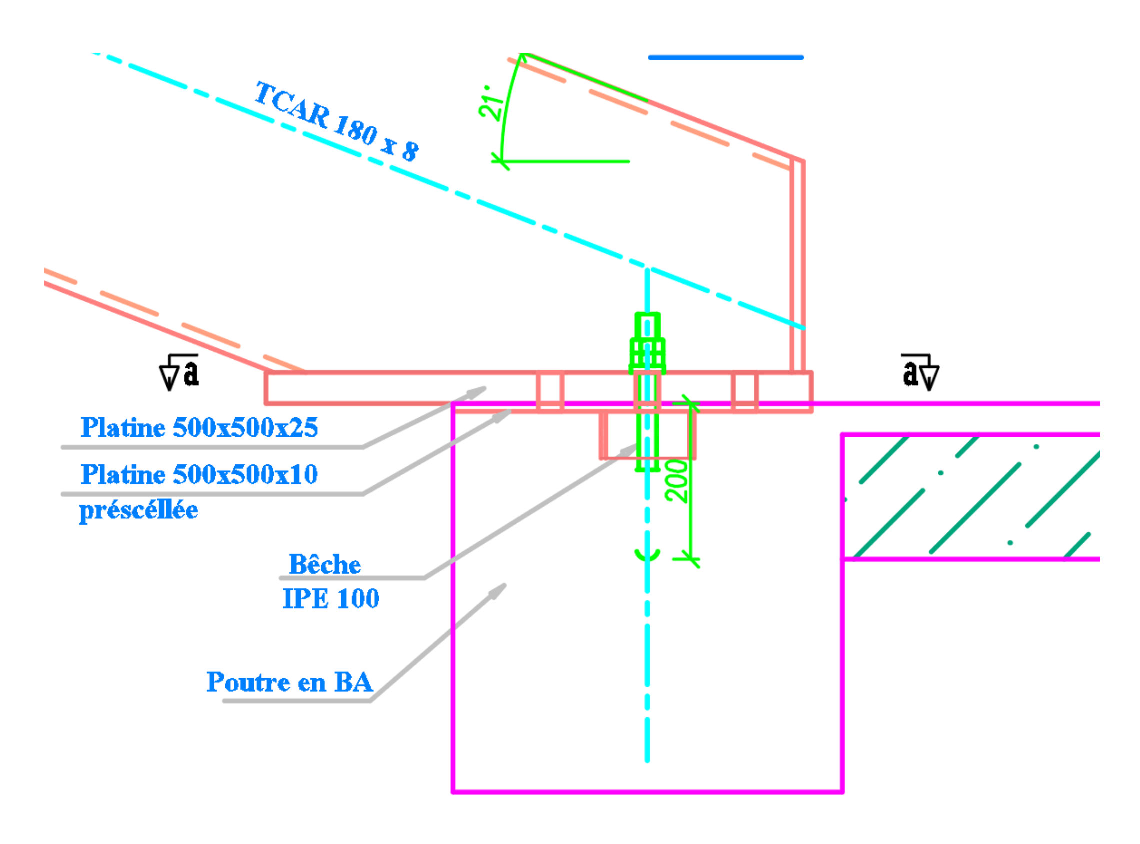


Figure 102: Assemblage de l'appui des escaliers au le PH sous-sol 1

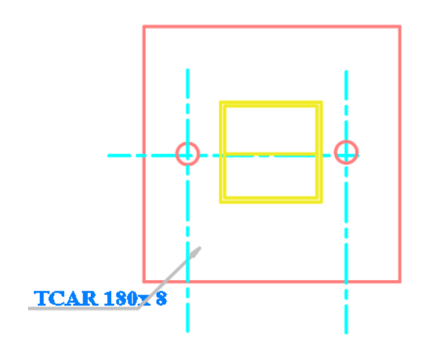


Figure 103:Coupe a-a et coupe b-b de l'assemblage

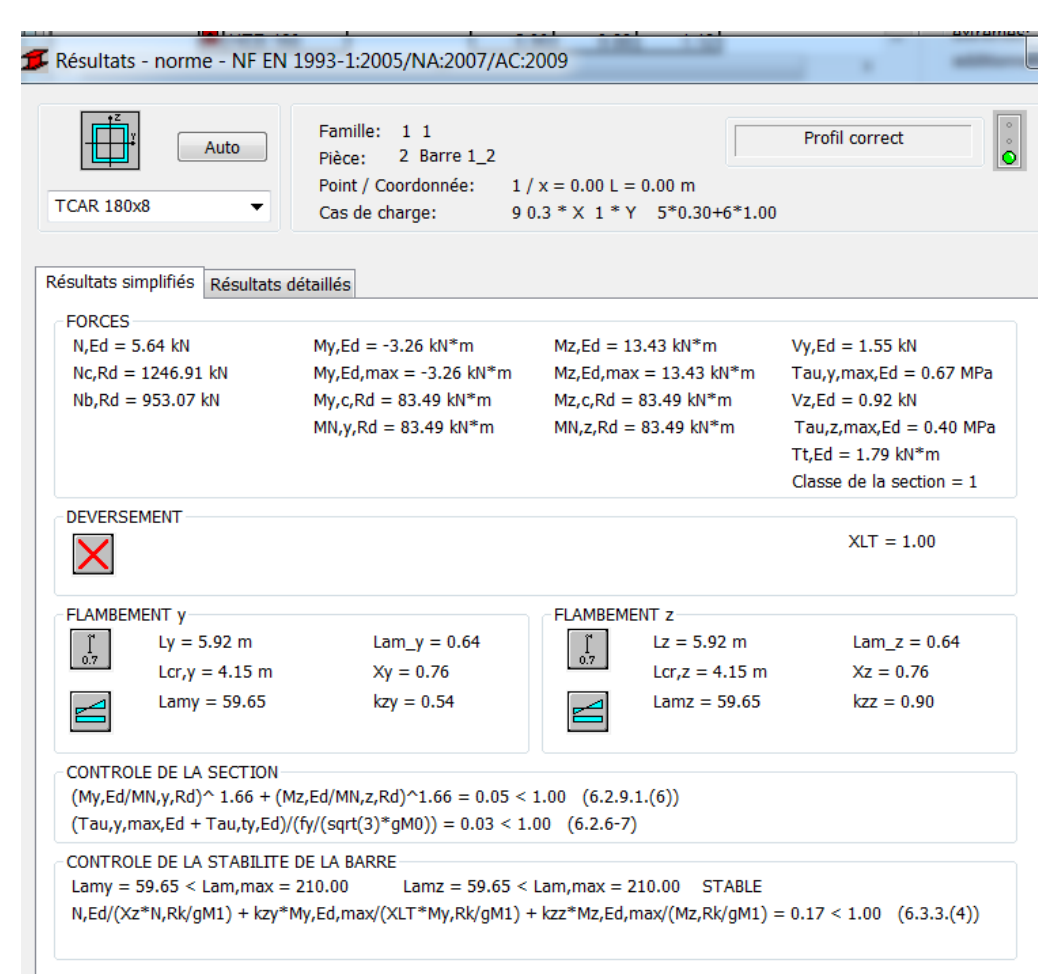
Remarque :

- Les boulons considérés sont de diamètre M20 ;
- La platine considérée est de 500 x500 x25 ;
- Des tiges de scellement sont à prévoir sont à prévoir pour l'ancrage de ces profilés aux appuis en BA ;

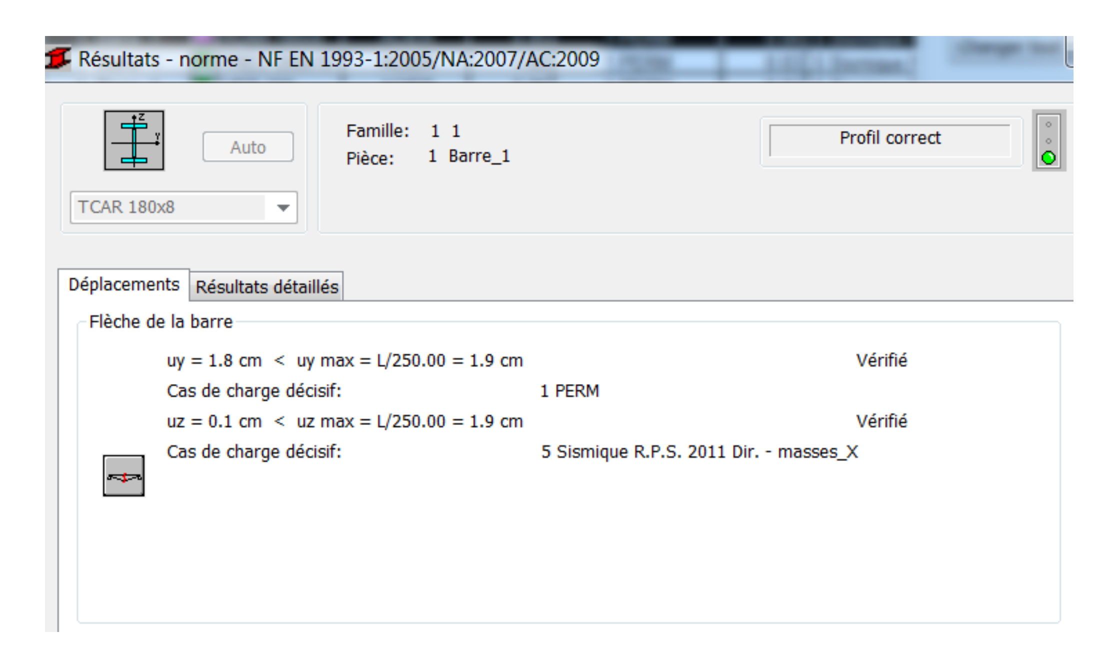
➢ Une bêche en profilé IPE est à prévoir pour renforcer l'assemblage en cisaillement

Notes de calcul :

➢ ELU



➢ ELS :



II- Les passerelles :

2-1- Introduction

Il s'agit de deux passerelles :

- La première reliant entre le RDC et le 1er étage
- La deuxième reliant entre le 1er étage et le 2ème étage

La dalle étudiée présente les caractéristiques suivantes (illustrées dans cette figure) :

- Longueur : 22.5 m
- Largeur : 2m
- Rampe : 15% (≈ 8.5°)

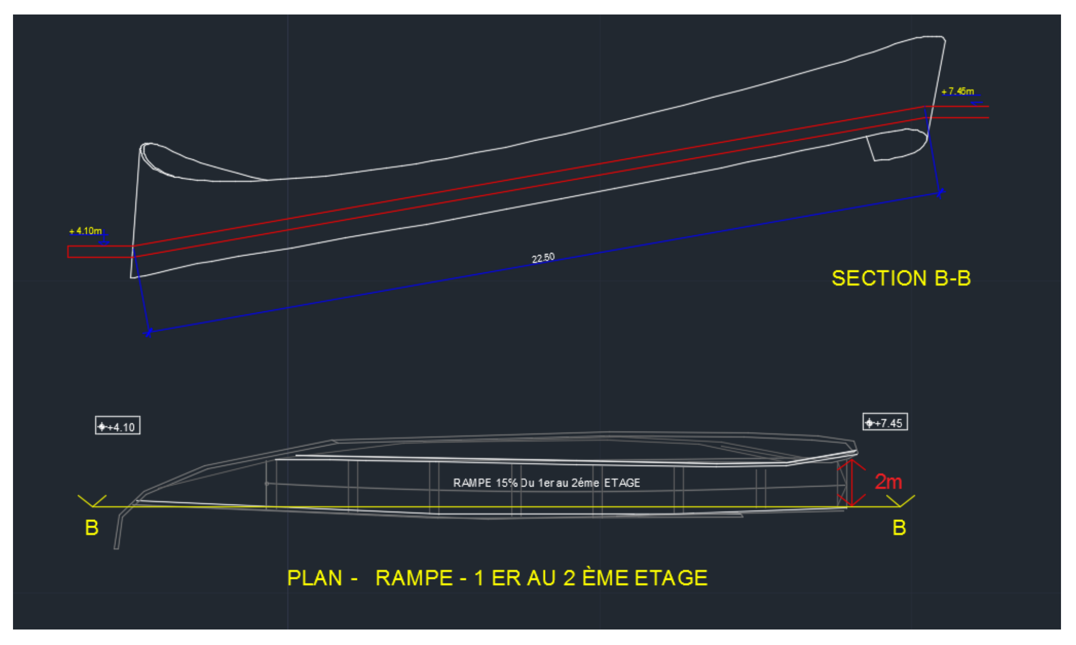
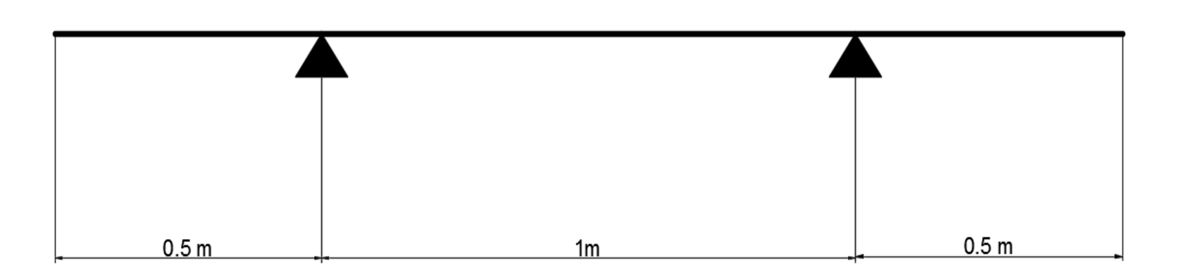


Figure 104: Vue en plan et en élévation de la passerelle

Le tramage est choisi de sorte à réduire au maximum le coût du plancher mixte tout en minimisant l'effet de la torsion et ce, en laissant le quart de la dalle en porte-à-faux. Ainsi,



chaque poutre supportera deux quarts de la dalle disposés symétriquement par rapport à son centre de gravité.

NB : L'épaisseur des profilés métalliques doit être ≥ 5 mm ; l'épaisseur minima de corrosion.

Pour la construction des passerelles, plusieurs types de structures sont possibles. Chacun présente des avantages et des inconvénients, nous allons les passer en revue afin de choisir celle qui sera la plus adaptée à notre projet. Remarquons qu'il est possible de combiner plusieurs types de structures de manière à optimiser la résistance.

2-2- Première variante : Plancher non collaborant :

- Description

Les planchers non-collaborants comportent des bacs en acier galvanisé formant coffrage pour la dalle en béton. Ils permettent :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage ;
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton ;
- D'éviter souvent la mise en place d'étais et ainsi de gagner du temps car en reprenant la charge de béton coulé en place ils ont une fonction structurelle.

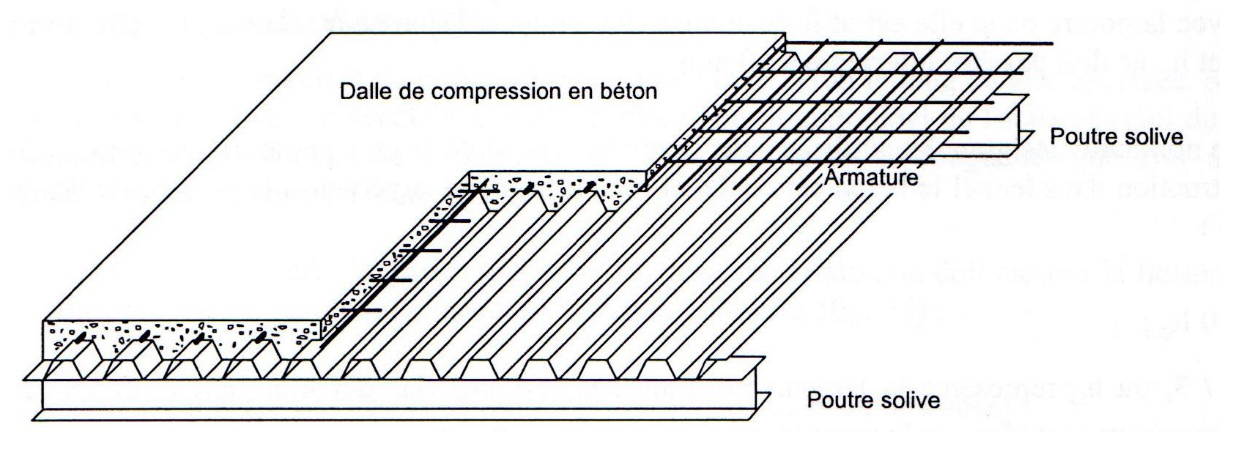


Figure 105:Modèle d'un plancher non collaborant

➢ Fonctionnement :

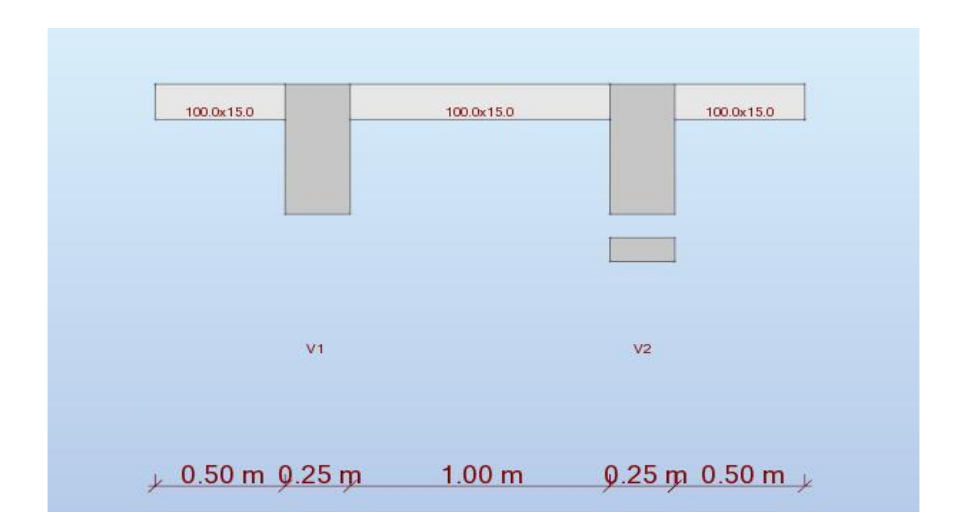
Chacun de ces éléments suit un enchaînement de dimensionnement à part :

➢ **Pour la dalle pleine :**

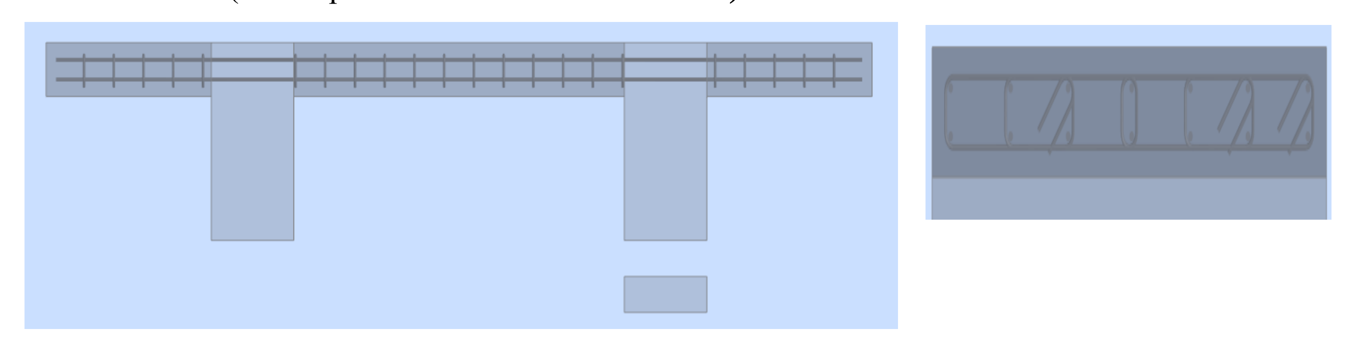
Afin de dimensionner cette dalle, nous l'avons modélisée sur RSA par une poutre de largeur 1m soumise aux charges linéaires suivantes :

- Charges permanentes : g = 4kN/mL
- Charges d'exploitation : q = 4kN/mL

En itérant sur la valeur de l'épaisseur de la dalle, qui correspond à la hauteur de la poutre, nous avons obtenu une épaisseur optimale de l'ordre de **15cm.**



Tout calcul fait (voir le plan d'exécution dans l'annexe) :



- **Armatures inférieures :**

La figure ci-dessus présente la disposition de 7HA12 = 7.92cm² comme armatures longitudinales inférieures. Pour un plancher non collaborant, ces armatures sont remplacées par une tôle de même section. Or la largeur de la tôle

est de 2m, positionnée sur toute la longueur de la poutre, donc l'épaisseur nécessaire est $e = \frac{7.92}{2000} = 0.04\,cm = 0.4mm$.

D'après le catalogue des profilés de tôles disponibles dans le marché, leur épaisseur minimale est 0.75mm, qui apporte 12.02cm² en tenant compte des nervures, ce qui nous a poussé à choisir :

Une Tôle d'épaisseur 0.75mm disposée de façon à ce que les nervures soient transversales aux poutres métalliques

- **Armatures supérieures :**

Pour une dalle pleine, les armatures supérieures sont sous forme de treillis soudés. En effet, le treillis soudé reprend les efforts de fluage et de retrait du béton. De plus, il réduit et répartit la fissuration. Il est positionné à 2 cm de la surface supérieure de la dalle. Pour notre cas, les diamètres des armatures longitudinales et transversales sont différents (voir figure ci-dessous).

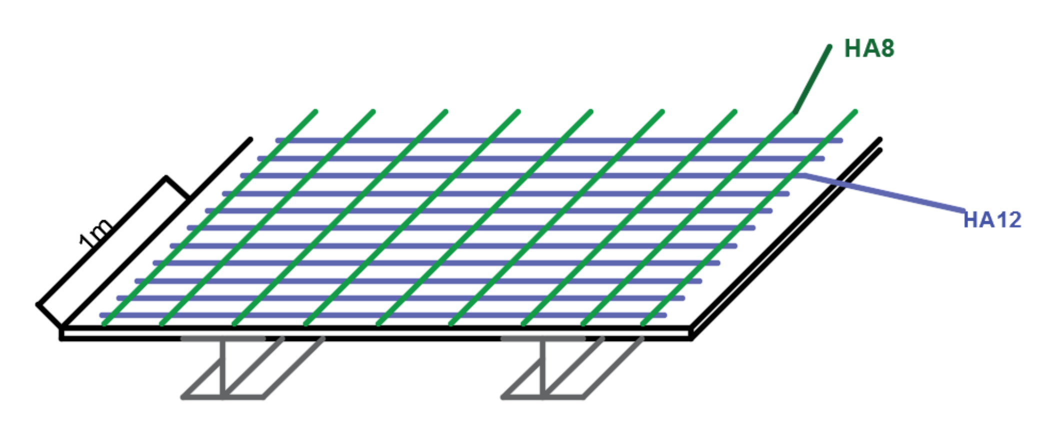


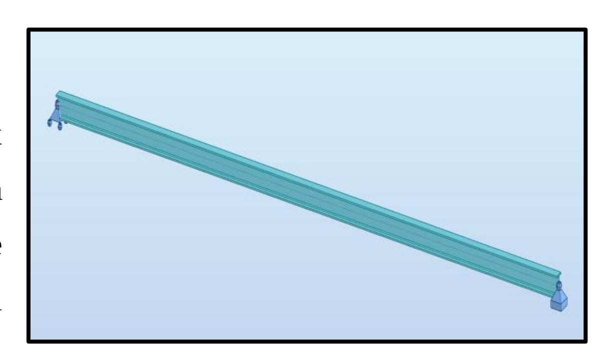
Figure 106: ferraillage du plancher non collaborant de la passerelle

Pour les armatures HA12, l'espacement est celui donné par Robot. Pour les HA8, l'espacement est choisi de sorte à vérifier la condition suivante :

St ≤ min (25cm ; 2.5xl'épaisseur du béton) = 25cm

Pour notre cas, l'espacement pris en compte sur la figure est 24.25 cm conformément aux règles d'enrobage données par le BAEL.

- **Poutre métallique :**



La poutre est soumise aux différentes charges appliquées sur la dalle ainsi que son poids propre, celui de la tôle et enfin le garde-corps, ce qui revient à appliquer :

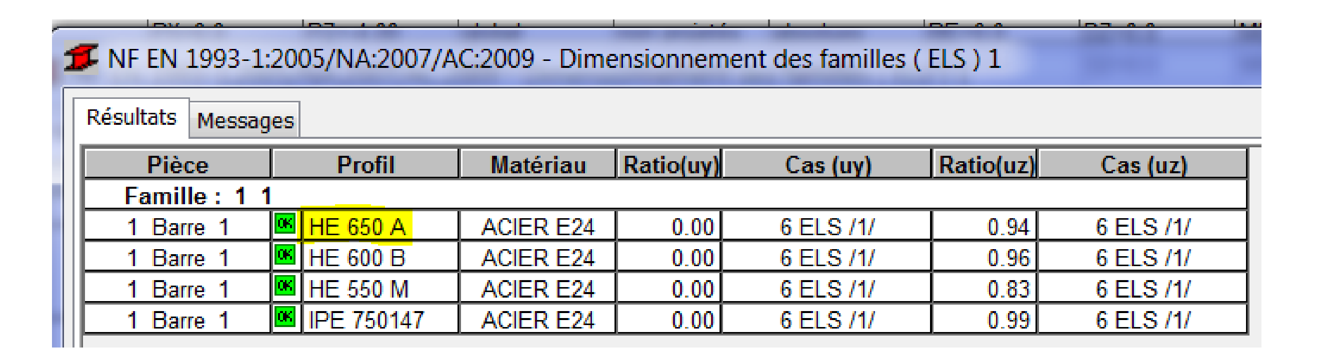
- G = 7.22kN/ml, comme charge permanente
- Q = 4 kN/ml, comme charge d'exploitation

Or ces poutres isostatiques sont soumises à la flexion simple, et vu l'importance de la portée, le profilé qui convient le mieux est HE. Le dimensionnement de cette poutre isostatique sur RSA, suivant l'EC3, nous donne les résultats suivants :

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 1

Résultats | Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 1						
1 Barre_1	HE 500 A	ACIER E24	107.23	310.58	1.11	3 ELU /1/
	HE 550 A		97.86	314.78	0.95	
	HE 600 A		90.10	318.93	0.82	
1 Barre_1	HE 450 B	ACIER E24	117.53	306.83	1.10	3 ELU /1/
	HE 500 B		106.17	309.35	0.91	
	HE 550 B		97.00	313.61	0.79	
1 Barre_1	HE 300 M	ACIER E24	160.99	281.21	1.08	3 ELU /1/
	HE 320 M		152.27	283.11	0.99	
	HE 340 M		144.69	284.81	0.93	
1 Barre_1	IPE 600	ACIER E24	92.60	482.83	1.25	3 ELU /1/
	IPE 750137		74.35	413.63	0.90	
	IPE 750147		75.60	423.61	0.86	



NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELS) 1

Résultats | Messages

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 1 1						
1 Barre 1	OK HE 650 A	ACIER E24	0.00	6 ELS /1/	0.94	6 ELS /1/
1 Barre 1	OK HE 600 B	ACIER E24	0.00	6 ELS /1/	0.96	6 ELS /1/
1 Barre 1	OK HE 550 M	ACIER E24	0.00	6 ELS /1/	0.83	6 ELS /1/
1 Barre 1	OK IPE 750147	ACIER E24	0.00	6 ELS /1/	0.99	6 ELS /1/

Conclusion :

- Nous avons opté pour des poutres métalliques de **profilé HEA 650 !**
- **C'est l'ELS qui est le plus dimensionnant.**

2-3- Deuxième Variante : Plancher collaborant

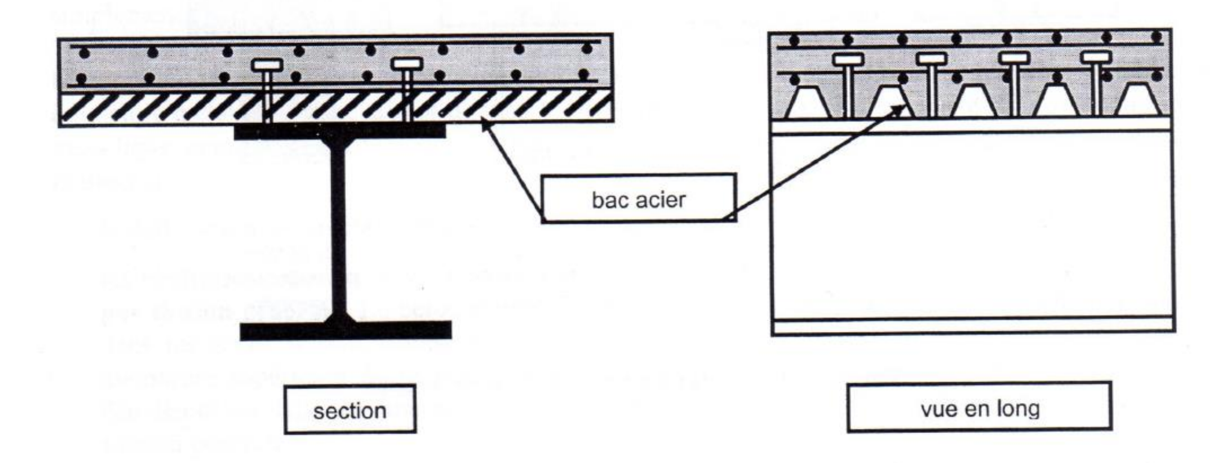
2.3.1. Introduction à la construction mixte :

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Bien qui ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément :

- Le béton est tout indiqué pour résister à la compression tandis que l'acier est mieux adapté pour transmettre des efforts de traction
- L'élancement des éléments en acier les rend sensibles au flambement par flexion et au voilement local tandis que la présence du béton permet de limiter l'apparition de ces formes d'instabilité
- Le béton recouvrant l'acier met celui-ci à l'abri à la corrosion
- Le béton constitue une bonne protection contre l'incendie car, grâce à la plus grande inertie thermique du béton, l'acier s'échauffe moins rapidement et une redistribution des efforts s'opère de l'acier (plus chaud) vers le béton (plus froid)
- Grâce à sa ductilité, l'acier confère à la construction mixte une très bonne capacité de déformation plastique

Les directives de calcul pour les structures mixtes sont élaborées dans **l'Eurocode 4 – Partie 1.1** *« Calcul des Structures Mixtes en Acier et Béton : Règles Générales et Règles pour les Bâtiments ».*

L'objectif de la construction mixte est de tirer le meilleur parti de cette association. Par ailleurs, un autre aspect est pris en compte est **la connexion.** En effet, l'adhérence entre l'élément en acier et celui en béton n'existe pas naturellement. C'est ainsi que la présence de bossage sur la tôle et la spécificité de fonctionnement d'un élément mixte réside dans la solidarisation mécanique des deux matériaux au moyen d'organes de liaison, dits connecteurs, fixés sur l'élément métallique (généralement goujons soudés), dont le rôle est d'empêcher, ou du moins de limiter, le glissement pouvant se produire le long de l'interface acier-béton, garantissant aussi la transmission des efforts.



Cette association accroît à la fois la rigidité et la résistance de l'élément. Un simple modèle de flexion élastique permet d'illustrer cet effet de la connexion :

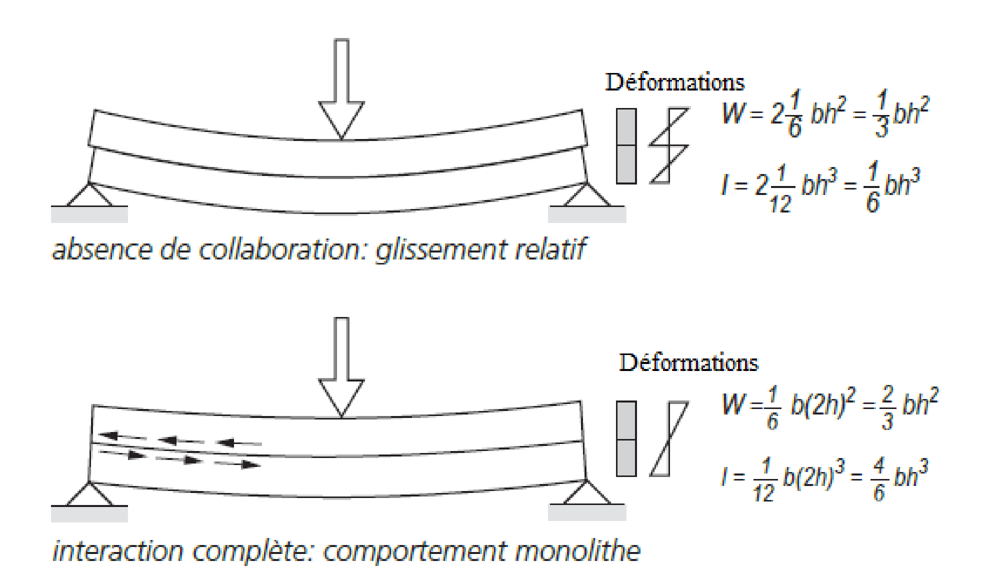
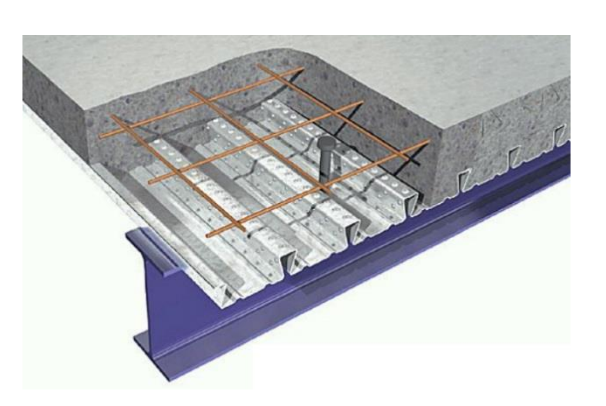


Figure 107: Effet d'une interaction complète entre deux poutres identiques à section rectangulaire sur le module de flexion W et sur le moment d'inertie I

Ainsi, par la collaboration structurale entre les éléments constructifs, le module de flexion, déterminant pour la résistance, est deux fois plus grand qu'en absence de collaboration. Le moment d'inertie, caractérisant la rigidité et déterminant pour la flèche, est quant à lui quadruplé.

2.3.2. Définition plancher mixte :



Un plancher collaborant est composé de :

- Dalle de compression en béton, armée par un treillis
- Bac collaborant nervuré en acier galvanisé
- Poutre solive
- Connecteurs (souvent des goujons à tête soudés)

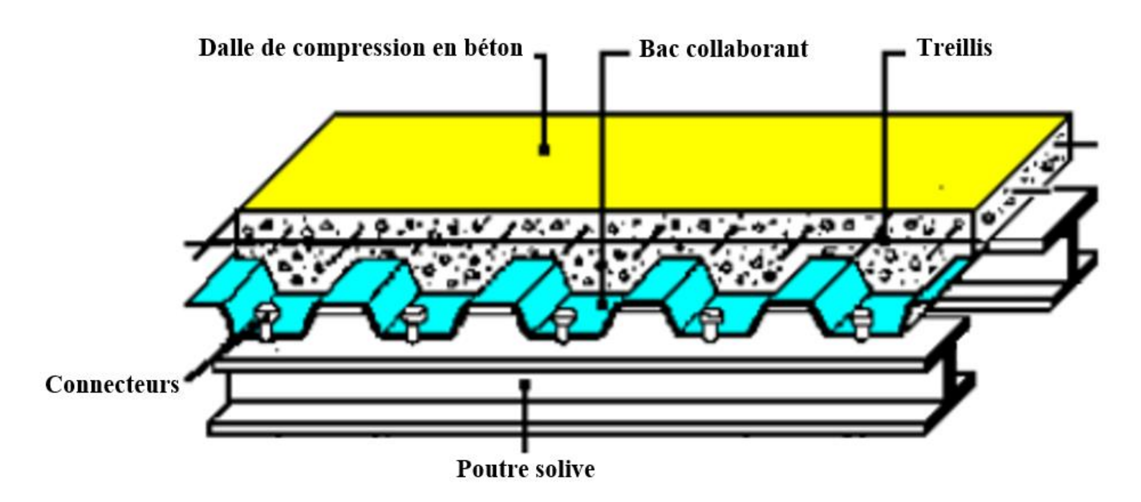


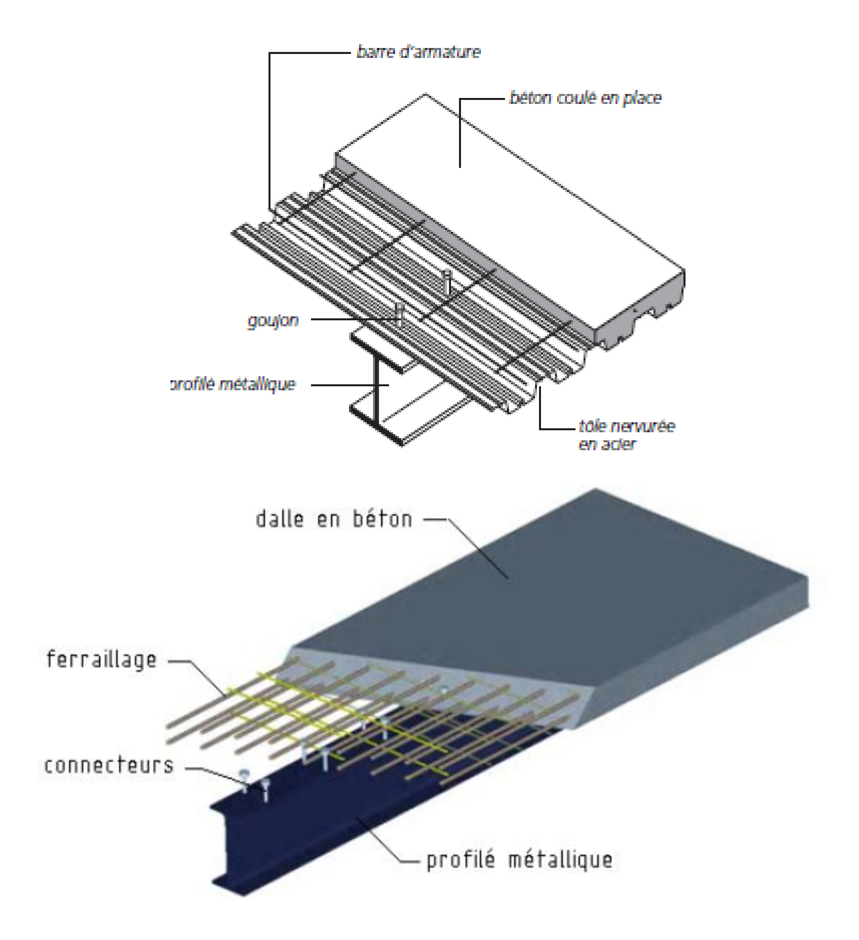
Figure 108: Composants d'un plancher mixte

Il existe deux types de plancher mixte :

- Plancher non collaborant : Cas de la première variante
- Plancher collaborant :

Pour ce type de plancher, la collaboration de la dalle avec les solives métalliques offre plusieurs avantages, entre autres :

- Réduction du poids de la structure métallique à chargement égal
- Augmentation de la rigidité en flexion du plancher (dans ses deux directions principales), d'où une réduction des flèches en service,
- Amélioration sensible de la résistance à l'incendie des poutres et solives métalliques, pouvant devenir importante si l'âme de ces poutres et solives est elle-même enrobées de béton
- Réduction de la hauteur des planchers, d'où la réduction de la hauteur totale du bâtiment à nombre d'étages fixé.



La semelle en béton d'une poutre mixte, appelée communément « dalle », fait généralement partie intégrante d'un plancher en béton ; elle intervient dans le comportement de la poutre par la largeur participante. En pratique, ce plancher peut être sous différentes combinaisons acier-béton, la plus courante est celle d'un plancher mixte obtenu en coulant le béton sur une tôle profilée qui assure successivement le rôle de coffrage et celui de l'armature inférieure.

2.3.3. Principe de fonctionnement d'une dalle mixte :

➢ Descente de charges :

- La dalle, directement soumise aux charges, les transmet aux poutres par flexion locale ;
- Les poutres, soumises aux réactions d'appui de la dalle, reportent ces forces à leurs propres appuis par flexion générale.

Le béton étant lié à l'acier, il participe à cette flexion générale, notamment dans les zones sous moment positif où il est comprimé, jouant le rôle de membrure supérieure de la poutre mixte.

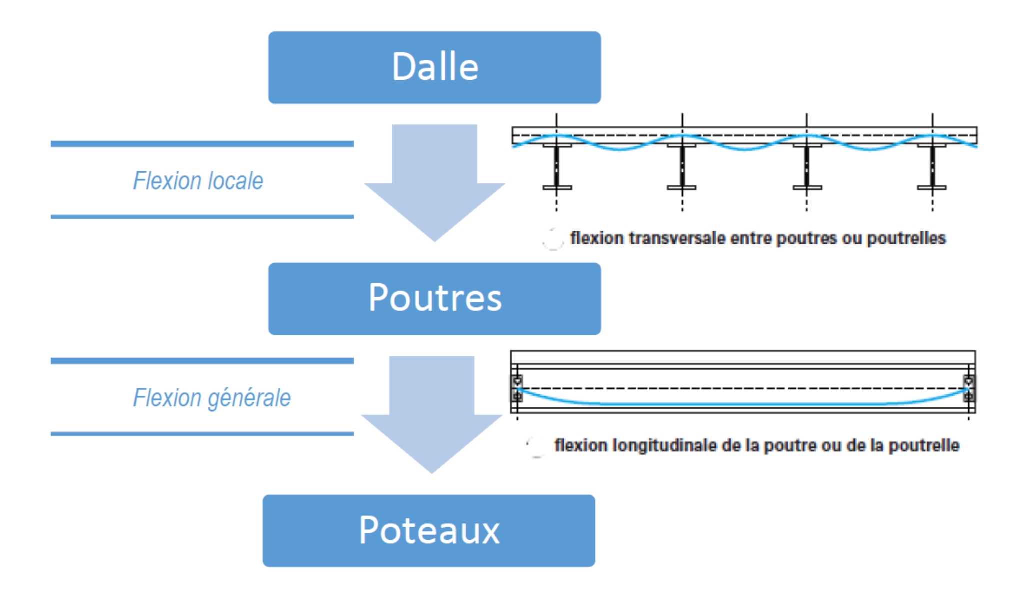


Figure 109: Descente de charges

- Connexion :

La connexion est d'une importante primordiale pour la transmission de l'effort de cisaillement longitudinal, appelé aussi effort rasant, à l'interface entre le profilé en acier et la partie en béton.

- Poutre mixte :

La flexibilité d'une semelle en béton provoque une répartition inégale des contraintes normales de flexion sur la largeur de la semelle en raison d'un cisaillement dans le plan ("traînage de cisaillement"). La section transversale des solives se compose d'une largeur participante b_{eff} de la dalle en béton, dite aussi largeur efficace, pour laquelle une répartition des contraintes normales constante remplace la répartition réelle des contraintes variable sur la largeur réelle de la dalle.

- Largeur participante de la dalle en béton :

Il convient de prendre la largeur participante de part et d'autre de l'âme en acier égale à $\frac{l_0}{8}$, sans que cette valeur soit supérieure aux distances bi :

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Où :

- b_0 est l'entraxe des connecteurs en saillies (pour l'analyse des structures de bâtiments, $b_0 = 0$)
- $b_{ei} = min\left(\frac{l_0}{8}, b_i\right)$
- b_i: est la mi-distance entre l'âme de la poutre et l'âme de la poutre adjacente ou distance entre l'âme de la poutre et le bord libre de la dalle en béton, et ceci de part et d'autre la poutre comme le montre la figure ci-dessous

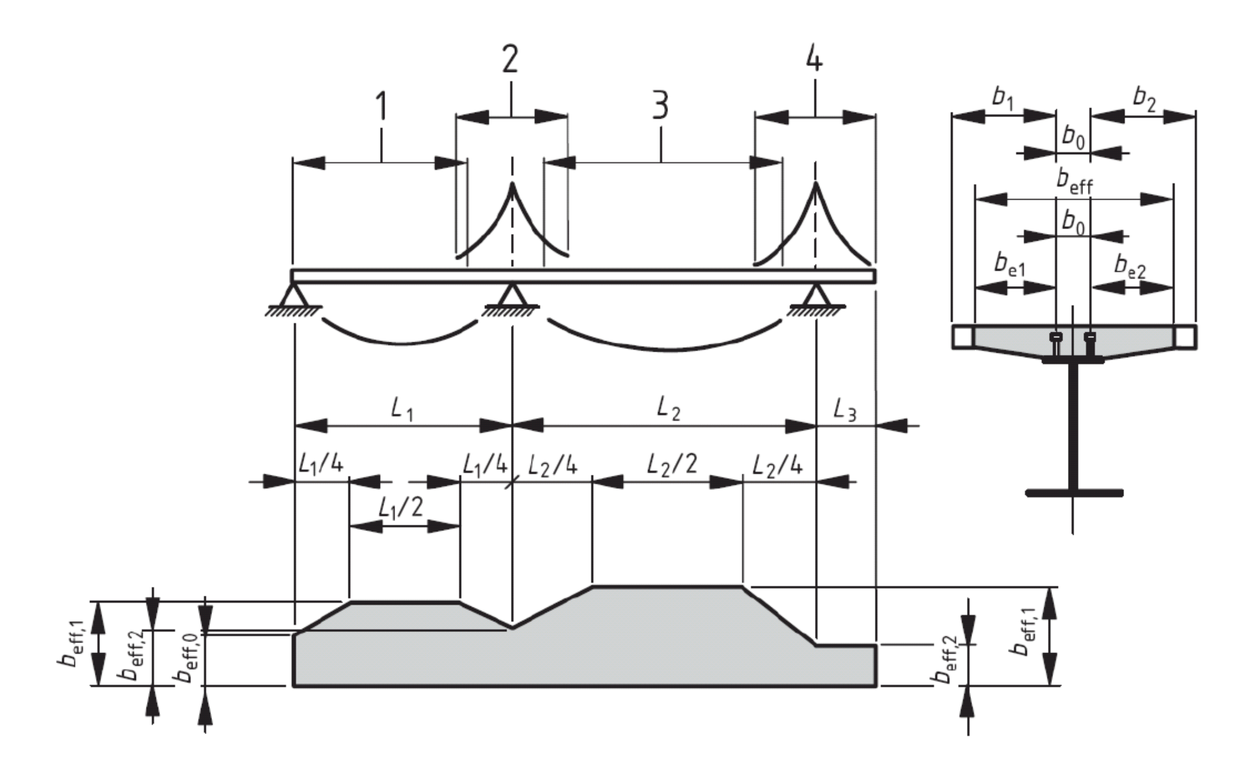


Figure 110: Largeur participante b_{eff} et portées équivalentes de la semelle en béton

+ l_0 :
- la longueur de portée pour les poutres à appuis simples,
- la distance approchée entre les points de moment fléchissant de valeur nulle dans de poutres mixtes continues, pour les poutres continues typiques de la Figure III.3 les valeurs de l_0 au niveau de l'appui sont indiquées au-dessus de la poutre et les valeurs à mi- portée de l_0 sont indiquées au-dessous de la poutre.

2.3.4. Propriétés des matériaux utilisés :

- Béton :

Pour respecter l'homogénéité des matériaux utilisés dans tout le bloc, le béton utilisé pour les dalles mixtes est identique : **béton B30,** qui correspond à **C30/37** selon les désignations de la norme européenne, dont les caractéristiques figurent dans le tableau suivant :

Classe de résistance du béton	f_{ck} N/mm²	f_{ctm} N/mm²	$f_{ctk\ 0,05}$ N/mm²	$f_{ctk\ 0,95}$ N/mm²	E_{cm} kN/mm²
C20/25	20	2,2	1,5	2,9	29,0
C25/30	25	2,6	1,8	3,3	30,5
C30/37	30	2,9	2,0	3,8	32,0
C35/45	35	3,2	2,2	4,2	33,5
C40/50	40	3,5	2,5	4,6	35,0
C45/55	45	3,8	2,7	4,9	36,0
C50/60	50	4,1	2,9	5,3	37,0

Notations: f_{ck} résistance caractéristique à la compression d'une éprouvette cylindrique mesurée à l'âge de 28 jours,
f_{ctm} résistance moyenne à la traction,
$f_{ctk\ 0,05}$ valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile de 5%),
$f_{ctk\ 0,95}$ valeur supérieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile de 95%),
E_{cm} module sécant d'élasticité moyen pour un chargement à court terme.

- Coefficient *d'équivalence :*

Pour le calcul des bâtiments mixtes contreventés, il s'avère assez précis de prendre en compte le fluage en remplaçant dans les analyses les aires de béton A_c par des aires équivalentes efficaces égale à A_c/n ; où n représente le coefficient d'équivalence (voir partie 3-2) .

Avec **:** $\boldsymbol{n = \frac{E_a}{E_{c'}} = 13.1}$

Comme le montre également le tableau suivant :

Classe de résistance C du béton / Type de bâtiments	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Bâtiments mixtes en général : pour les effets à court terme et à long terme	14,5	13,8	13,1	12,5	12,0	11,7	11,4
Bâtiments mixtes pour le stockage: pour les effets à court terme	7,2	6,9	6,6	6,3	6,0	5,8	5,7
pour les effets à long terme	21,7	20,7	19,7	18,8	18,0	17,5	17,0

Tableau 18:valeurs nominales des coefficients d'équivalence n

- Acier d'armatures :

Les armatures passives en acier utilisées dans les constructions mixtes sont des barres et fils redressés, ou des treillis soudés. Elles doivent être à haute adhérence, conformes à la norme européenne EN 10080, et doivent présenter une ductilité suffisante pour valider les hypothèses utilisées dans les calculs plastiques. Nous avons opté pour les armatures de nuance **S 500**, de limite caractéristique $f_{sk} = 500\ MPa$ et son module d'élasticité $E_s = 210\ GPa$.

- Acier de construction :

L'acier laminé à chaud choisi et disponible dans le marché est le **S 235**, selon la norme EN 10025.

Nuance nominale de l'acier		Valeurs nominales de f_y (N/ mm²)					
		Epaisseur nominale t (mm)*)					
Désignation EN 10027-1	Norme EN 10025	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150
S 235 *S 275* *S 355*	*S 235* *S 275* *S 355*	235 275 355	225 265 345	215 255 335	215 245 325	215 235 315	195 225 295
	Norme EN 10113						
S 275 *S 355* *S 420* *S 460*	*S 275* *S 355* *S 420* *S 460*	275 355 420 460	265 345 400 440	255 335 390 430	245 325 370 410	235 315 360 400	225 295 340 -

Notes:
*) t représente l'épaisseur nominale de l'élément :
- de la semelle des profils laminés ($t = t_f$)
- des éléments particuliers des profils soudés

Tableau 19: Propriétés de l'acier de construction

➢ Tôles profilées en acier pour dalle mixte :

Le choix du plancher collaborant repose sur les catalogues fournis par ArcelorMittal Distribution. C'est la raison pour laquelle la nuance de l'acier de la tôle dépendra du plancher choisi, nous distinguons alors les différentes nuances disponibles dans la norme EN 10 147 ainsi que leur limite d'élasticité :

Norme	Nuance suivant EN 10 027	f_{yb} (= f_{yp}) [N/mm^2]
EN 10 147	FeE 220 G	220
	FeE 250 G	250
	FeE 280 G	280
	FeE 320 G	320
	FeE 350 G	350
D'autres normes et valeurs f_{yb} associées sont données dans l'Eurocode 4		

Tableau 20: Propriétés tôles acier

➢ Connecteurs :

Un connecteur est dit "ductile" lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique-parfait de la connexion en cisaillement. Pour sa part, l'Eurocode 4 considère qu'une valeur de la capacité ultime de glissement d'un connecteur s_u supérieure ou égale à 6mm permet, en pratique, de classer un connecteur comme ductile sous condition d'avoir une connexion complète.

En outre, d'après l'Eurocode 4, on peut se dispenser d'effectuer une vérification au soulèvement de la dalle lorsque les connecteurs ne sont pas soumis à une traction directe et qu'ils présentent une résistance en traction (exercée perpendiculairement à l'interface acier-béton) au moins égale à 0.1 fois leur résistance en cisaillement. Par ailleurs, l'expérience a montré que les **goujons soudés à tête satisfont ces conditions s'ils présentent une hauteur totale égale au moins à 4 fois leur diamètre, où ce dernier se situe dans la gamme 16 à 22 mm**. En effet, les goujons soudés à tête représentent le type de connecteurs le plus couramment utilisé dans la construction mixte. Le principal avantage de ce type de connecteurs repose dans la simplicité et la rapidité de mise en œuvre. De plus, les goujons ne gênent pas la disposition du ferraillage transversal dans la dalle.

⇨ *Notre choix s'est porté finalement sur des goujons soudés à tête répondant à ces exigences (d=20mm et h= 100mm) et dont la résistance à la rupture en traction* $f_u = 450\ GPa$ *. De plus la* ***connexion adoptée est complète*** *; c'est-à-dire qu'une augmentation du nombre de connecteurs n'augmenterait pas la valeur de calcul de la résistance à la flexion de la poutre.*

- Coefficients partiels de sécurité pour les résistances :
  - Résistance de l'acier de construction $\gamma_a = 1.10$
  - Résistance du béton $\gamma_c = 1.5$
  - Résistance de l'acier $\gamma_s = 1.15$
  - Résistance des tôles profilées en acier $\gamma_{ap} = 1.10$
  - Résistance des connecteurs et au cisaillement longitudinal dans les dalles $\gamma_v = 1.25$

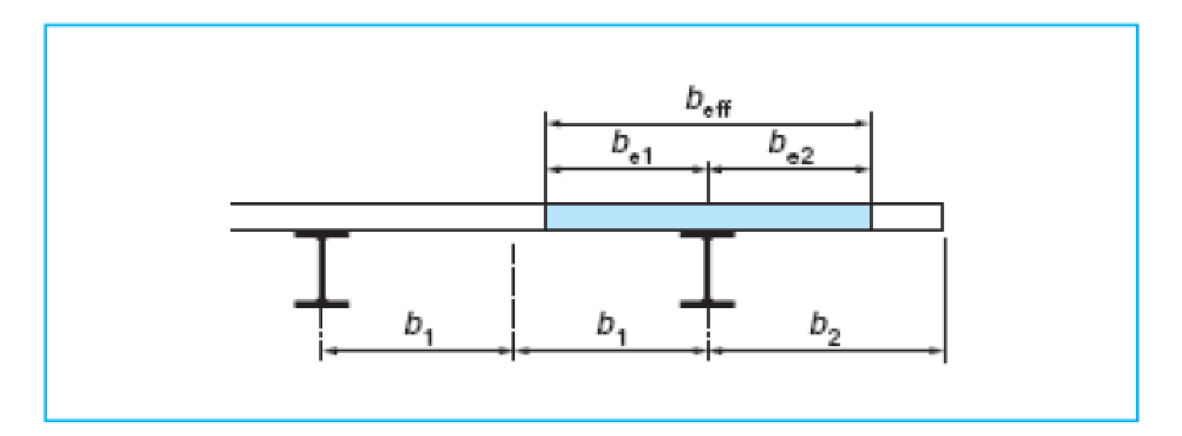


Figure 111: Largeur participante de la dalle

2.3.5. Les Etats Limites d'après L'EC4 :

- **Etats limites de service :**

Les états limites de service (ELS) concernent le fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, le confort des personnes et l'aspect de la construction. Pour ce faire, il faut combiner les cas d'actions suivant le tableau suivant :

Combinaisons de charges à prendre en compte:	G_k - actions permanentes, p. ex. poids propre
avec les actions variables *les plus défavorables uniquement* ($Q_{k.max}$) : 1. $\sum G_k + Q_{k.max}$	Q_k - actions variables, par ex. charges d'exploitation sur planchers, charges de neige, charges de vent
avec *toutes* les actions variables défavorables (Q_k): 2. $\sum G_k + 0{,}9 \sum Q_k$	$Q_{k.max}$ - l'action variable qui provoque l'effet le plus important
La combinaison d'actions qui donne l'effet le plus important (déformations, flèches) est décisive.	

Tableau 21: Combinaisons d'actions pour les ELS

D'après l'EC4, la vérification à l'ELS repose sur le contrôle :

- Des flèches
- De la fissuration du béton
- Des réactions aux vibrations

Les cas de charges pour les Etats Limites de Service :

- **Contrôle des flèches** : Il convient que les valeurs de calcul des flèches verticales δ_v soient inférieures aux valeurs limites données par le tableau ci-dessous. Ainsi pour notre cas, la flèche limite est :

$$\delta_{adm} = \frac{L}{250} = 9\ mm$$

Tableau V.18 Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

Ouvrages	Limites δ_{max}	Limites δ_2
toits en général	L/200 *	L/250
toits supportant fréquemment des personnes autres que pour l'entretien	L/250	L/300
planchers en général	L/250	L/300
planchers et toits supportant des finitions fragiles ou des cloisons non flexibles	L/250	L/350
planchers supportant des poteaux (sauf si la flèche a été incluse dans l'analyse globale pour l'Etat Limite Ultime)	L/400	L/500
* lorsque δ_{max} peut altérer l'aspect du bâtiment	L/250	-
L = portée de la poutre; pour les poutres en console : L = deux fois la portée de console		
Evacuation des eaux pluviales : Pente du toit inférieure à 5% — vérifier que l'eau de pluie ne peut s'accumuler. Pente du toit inférieure à 3% — vérification supplémentaire qu'une ruine par déformations cumulatives ne peut se produire en raison du poids de l'eau.		

Tableau 22: Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

La poutre en question est bi-encastrée, donc hyperstatique. D'après l'article 5.2.2(8) de l'EC4, sa flèche à mi-portée est influencée par les moments au niveau des appuis :

$$\delta = \delta_0 \left(1 - C\frac{M_1+M_2}{M_0}\right)$$ (L'article 5.2.2(8) de l'EC4)

Où : C = 0.6 (car les charges sont uniformément réparties)

δ_0 et M_0 : sont respectivement la flèche et le moment à mi-portée de la même poutre avec des appuis simples

M_1 et M_2 : les moments fléchissants négatifs au niveau des appuis

- **Contrôle de la fissuration du béton :**

A l'intérieur des bâtiments, la durabilité n'est pas affectée par la fissuration du béton, donc le contrôle de la largeur des fissures n'est pas demandé. Néanmoins, l'article 5.3.1 de l'EC4 exige des armatures minimales dans ce cas. En effet, lorsqu'une poutre mixte non étayée est soumise à un moment fléchissant négatif et si aucune mesure n'est prise pour contrôler la largeur des fissures dans le béton de sa semelle supérieure, il convient que l'armature longitudinale dans la largeur participante b_{eff} de cette semelle soit d'au moins :

(L'article 5.3.1 de l'EC4)

$$A_s \geq 0.2\% \, A_c$$

Où : A_s: est l'aire de la section transversale d'armature longitudinale

A_c: est l'aire participante de la semelle en béton

- **Limitation des vibrations :**

Une vérification du comportement vis-à-vis des vibrations potentielles peut s'avérer nécessaire pour les poutres de grande portée calculées pour des charges d'exploitation faibles, ce qui est le cas pour cette poutre. D'après l'article 5.1 de l'EC4, l'expression suivante donne une évaluation simple de la fréquence propre fondamentale f donnée en (Hz = cycles/seconde) d'une poutre :

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta_{sw}}}$$ (L'article 5.1 de l'EC4)

Où : δ_{sw} est la flèche instantanée en (mm) provoquée par une nouvelle application du poids propre du plancher et de la poutre sur l'élément mixte

Il est proposé de prendre une valeur limite minimale de la fréquence propre fondamentale $\boldsymbol{f_{min} = 3\ Hz}$

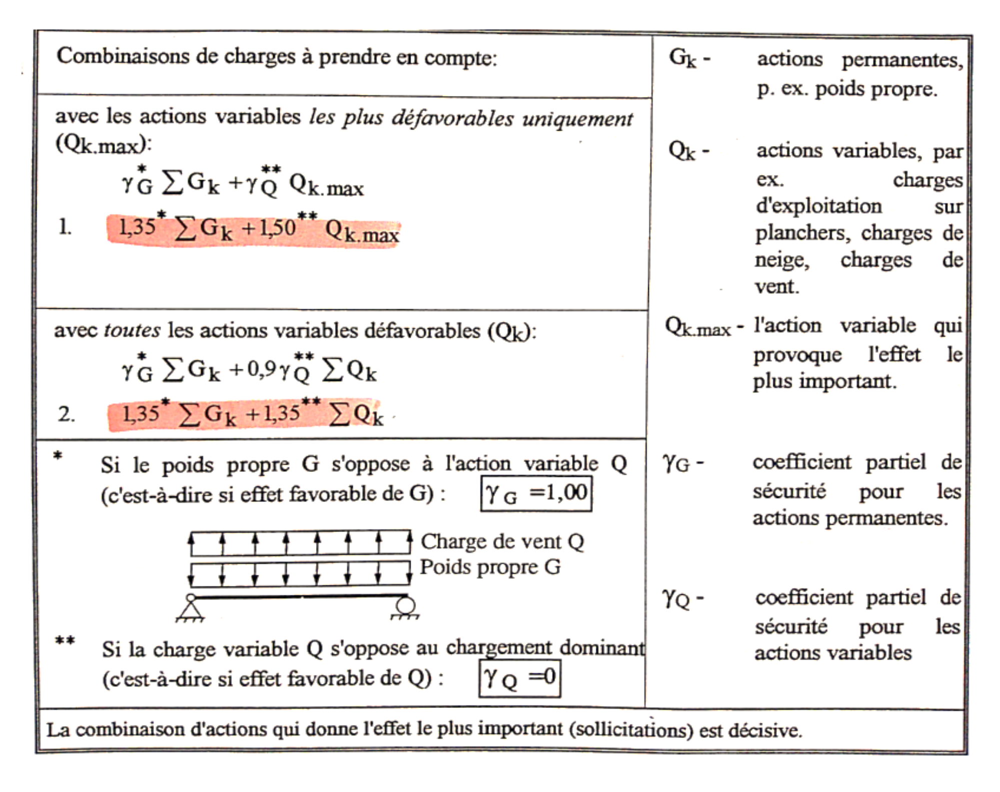
➢ **Etats Limites Ultimes :**

Les états limites ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes et de la structure (effondrement par exemple).

D'après l'EC4, leur vérification nécessite de contrôler :

➢ La capacité portante maximale d'une structure ou d'un élément

➢ Les déformations excessives pouvant mener à une défaillance structurale par instabilité mécanique (flambement d'une colonne, déversement d'une poutre,…)



Combinaisons de charges à prendre en compte:	
avec les actions variables *les plus défavorables uniquement* ($Q_{k.max}$): $\gamma_G^{*} \sum G_k + \gamma_Q^{**} Q_{k.max}$ 1. $1{,}35^{*} \sum G_k + 1{,}50^{**} Q_{k.max}$	G_k - actions permanentes, p. ex. poids propre. Q_k - actions variables, par ex. charges d'exploitation sur planchers, charges de neige, charges de vent.
avec *toutes* les actions variables défavorables (Q_k): $\gamma_G^{*} \sum G_k + 0{,}9 \gamma_Q^{**} \sum Q_k$ 2. $1{,}35^{*} \sum G_k + 1{,}35^{**} \sum Q_k$	$Q_{k.max}$ - l'action variable qui provoque l'effet le plus important.
* Si le poids propre G s'oppose à l'action variable Q (c'est-à-dire si effet favorable de G) : $\gamma_G = 1{,}00$ Charge de vent Q Poids propre G ** Si la charge variable Q s'oppose au chargement dominant (c'est-à-dire si effet favorable de Q) : $\gamma_Q = 0$	γ_G - coefficient partiel de sécurité pour les actions permanentes. γ_Q - coefficient partiel de sécurité pour les actions variables
La combinaison d'actions qui donne l'effet le plus important (sollicitations) est décisive.	

Tableau 23: Combinaisons d'actions pour l'ELU

La poutre étudiée est un élément fléchi, il faut ainsi prendre en considération l'effort tranchant et le moment fléchissant séparés ou combiné

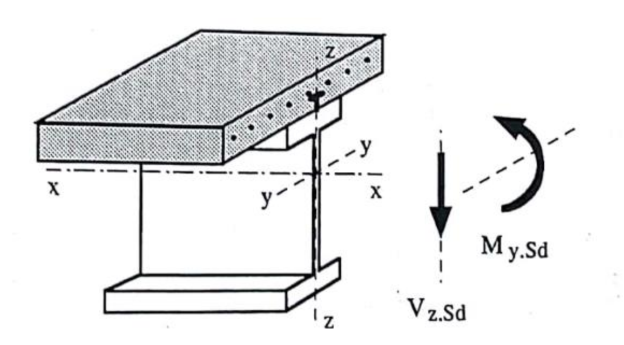


Figure 112: poutre mixte fléchie

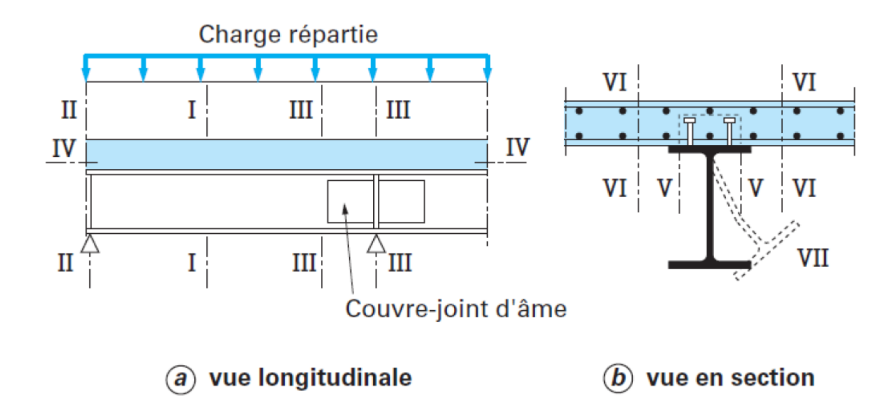


Figure 113: Vérifications pour poutres mixtes

Pour ce faire, des sections transversales, dites « critiques » sont définies comme suit :

- *Section I-I* : résistance aux moments fléchissants sous $M_{v,Sd}$ (section transversale) = moment fléchissant positif maximum
- *Section II-II* : résistance au cisaillement vertical sous $V_{z.Sd}$ (section transversale et voilement par cisaillement) = appui simple ou double
- *Section III-III* : interaction moment fléchissant-cisaillement vertical sous $V_{z.Sd}$ et $M_{v,Sd}$ = modification soudaine de section transversale, ou appui encastré ou appui intermédiaire avec moment négatif maximum

En outre, d'autres régions sont définies de la sorte :

- *Section IV-IV* : résistance au cisaillement longitudinal sous Vl des connecteurs
- *Section V-V* et *VI-VI* : résistance au cisaillement longitudinal sous Vl de la dalle et l'armature transversale
- *Section VII-VII* : déversement sous $M_{v,Sd}$ de la semelle inférieur (pour les poutres encastrées, continues ou en console).

Les chargements à vérifier en ELU pour cette poutre sont :

a- Effort tranchant vertical $V_{z.Sd}$
b- Moment fléchissant Mv,Sd
c- Interaction entre effort tranchant et moment fléchissant ($V_{z.Sd}$ et $M_{v,Sd}$)

1-**Effort tranchant vertical** $V_{z.Sd}$ **:**

- *Résistance de la section transversale sous* $V_{z.Sd}$ *:*

$V_{z.sd} \leq V_{pl.z.Rd}$ (valeur de calcul de la résistance au cisaillement plastique de la section transversale)

- *Stabilité de l'âme sous* $V_{z.Sd}$ *si* $\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$

$V_{z.sd} \leq V_{ba.Rd}$ (valeur de calcul de la résistance au voilement par cisaillement)

- *Résistance des connecteurs au cisaillement longitudinal* V_l *:*

$V_l \leq P_{Rd}$ (valeur de calcul de la résistance au cisaillement des goujons à tête)

- *Résistance de la dalle en béton au cisaillement longitudinal* V_l *:*

$V_l \leq V_{Rd}$ (valeur de calcul de la résistance de la semelle en béton)

2-**Moment fléchissant** $M_{v,Sd}$ **:**

- *Résistance de la section transversale sous* $M_{v,Sd}$:

$M_{y.sd} \leq M_{y.Rd}$ (valeur de calcul du moment résistant à la flexion de la section transversale

- Stabilité de l'élément au moment fléchissant négatif $M_{v,Sd}$ dans une poutre continue ou en console, si les conditions initiales ne sont pas remplies :

$M_{y.sd} \leq M_{b.Rd}$(valeur de calcul du moment résistant au déversement de l'élément)

- *Résistance des connecteurs au cisaillement longitudinal* V_l *:*

$V_l \leq P_{Rd}$ (valeur de calcul de la résistance au cisaillement des goujons à tête)

- *Résistance de la dalle en béton au cisaillement longitudinal* V_l *:*

$V_l \leq V_{Rd}$ (valeur de calcul de la résistance de la semelle en béton)

3- Interaction entre effort tranchant et moment fléchissant ($V_{z.Sd}$; $M_{v,Sd}$) :

- Si $V_{z.Sd} \leq 0.5\, V_{pl.z.Sd}$: l'interaction ($V_{z.Sd}$; $M_{v,Sd}$) n'est pas prise en compte. Toutefois, il faudra effectuer les vérifications suivantes :

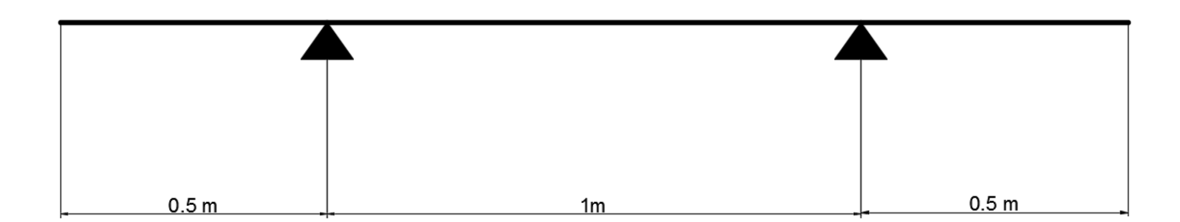
➢ *Résistance de la section transversale sous* $V_{z.Sd}$ *:* $V_{z.sd} \leq V_{pl.z.Rd}$ (valeur de calcul de la résistance au cisaillement plastique de la section transversale) ➢ *Résistance de la section transversale sous* $M_{v,Sd}$: $M_{y.sd} \leq M_{y.Rd}$ (valeur de calcul du moment résistant à la flexion de la section transversale - Si $V_{z.Sd} > 0.5\ V_{pl.z.Sd}$: voir l'article 4.4.3 de l'EC4.

Tableau 24: Liste des vérifications à effectuer aux ELU pour les éléments fléchis en fonction des sollicitations appliquées (Vz.Sd et Mv,Sd et (Vz.Sd ; Mv,Sd))

2.3.6. Conception choisie :

➢ **Tramage**

Le tramage est choisi de sorte à réduire au maximum le coût du plancher mixte tout en minimisant l'effet de la torsion et ce, en laissant le quart de la dalle en porte-à-faux. Ainsi, chaque poutre supportera deux quarts de la dalle disposés symétriquement par rapport à son centre de gravité, comme le montre la figure suivante :



➢ **Nervures :**

Les nervures seront disposées perpendiculairement à la poutre porteuse :

Bien que le béton contenu dans la nervure de la tôle ne participe pas à la résistance de la poutre (seul celui qui est au-dessus y participe) et que la résistance des connecteurs soit assez significative, cette disposition permet une meilleure répartition des efforts entre les éléments ce qui confère à l'ensemble la plus forte rigidité. Par ailleurs, cette orientation du platelage s'oppose au déversement, donc elle est à préconiser ! (Voir la figure ci-dessous)

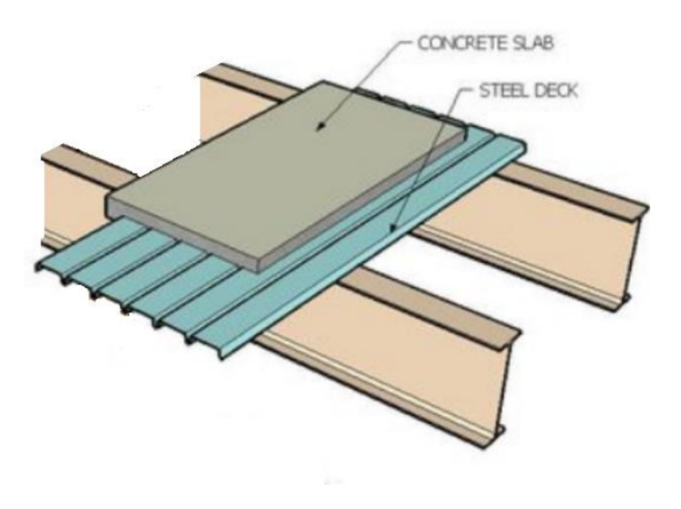


Figure 114: Tôle avec nervures transversales aux poutres porteuses

- **Choix du type de planchers collaborants :**

La société Arval offre des systèmes constructifs de planchers collaborants qui s'avèrent les plus complets et les plus performants du marché. On distingue les planchers collaborants :

- A nervures ouvertes : munis de brossages facilitant le transport et le stockage = COFRAPLUS 60

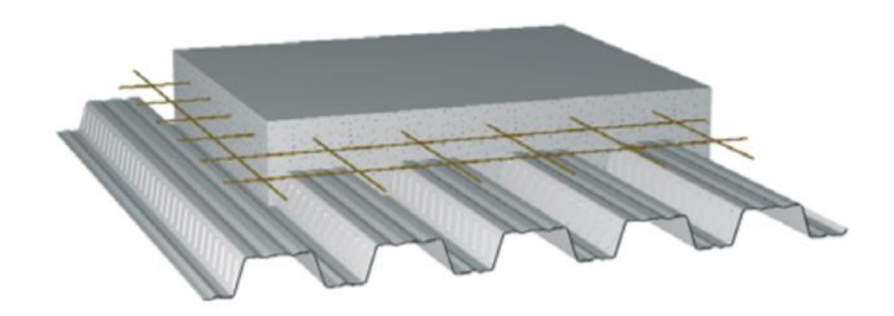


Figure 115: Cofraplus 60

- A nervures rentrantes (en forme de queue arrondie) : crantées pour solidariser étroitement l'acier et le béton = COFRASTRA 40 et COFRASTRA 70.

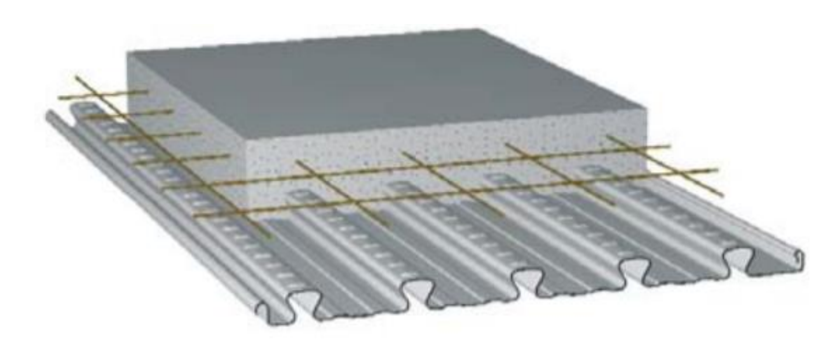


Figure 116:Cofrastra 40

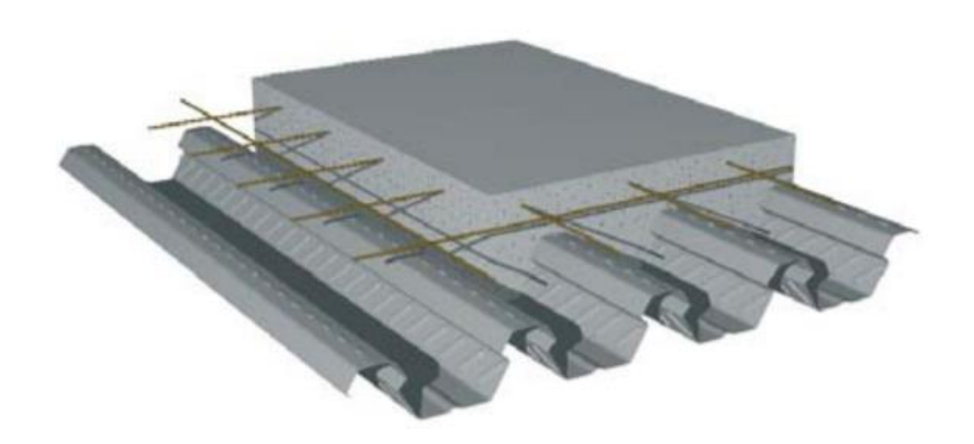


Figure 117: Cofrastra 70

Arval a établi un catalogue à chaque type de planchers collaborant fournissant :

- Ses caractéristiques géométriques
- Ses portées maximales
- Le nombre d'étais

Pour notre cas, nous avons opté pour un plancher collaborant de portée 2m. Par ailleurs, la lecture des tableaux des catalogues d'Arval nécessite de calculer une charge d'exploitation définie de la sorte :

$$q = q_1 + g_1$$

Où : q_1 = 4 kN/m² : charge réelle d'exploitation

g_1 : charges permanentes additionnelles (cloison, revêtement sol, faux-plafonds) considérées comme charges d'exploitation. Pour la passerelle étudiée, les charges qui seront alors prises en compte sont :

+ Revêtement en marbre = 1.5 kN/m²

+ Garde-Corps (= charge linéique de l'ordre de 3kN/ml convertie en charge surfacique en divisant par la demi-portée =1m) = 3 kN/m²

⇨ $\boldsymbol{q = 8.5\ kN/m^2}$

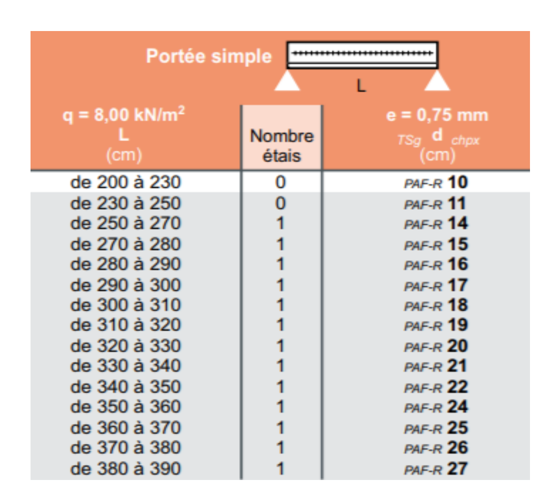
Lors de la lecture des catalogues, nous avons constaté que cette charge ne figure pas dans les tableaux. Donc, par mesure de sécurité, nous l'avons majorée par la charge qui lui succède. Ainsi, nous avons estimé que, pour chaque type de plancher, la première ligne des tableaux ci-dessous peut faire l'objet de notre étude :

- Cofrastra 40 :

Portée simple — q = 10,00 kN/m² L (cm)	Nombre étais	e = 0,75 mm TSg d chpx (cm)
jusque 200	0	PAF-R 8
de 200 à 220	1	PAF-R 8
de 220 à 240	1	PAF-R 9
de 240 à 260	1	PAF-R 10
de 260 à 280	1	PAF-R 11
de 280 à 300	1	PAF-R 12
de 300 à 320	1	PAF-R 13
de 320 à 340	1	PAF-R 14
de 340 à 360	1	PAF-R 15
de 360 à 380	2	PAF-R 16
de 380 à 390	2	PAF-R 17
de 390 à 410	2	PAF-R 18
de 410 à 420	2	PAF-R 19
de 420 à 440	2	PAF-R 20

Figure 118:catalogue cofraplus 40

- Cofraplus 60 :



Portée simple — q = 8,00 kN/m² L (cm)	Nombre étais	e = 0,75 mm TSg d chpx (cm)
de 200 à 230	0	PAF-R 10
de 230 à 250	0	PAF-R 11
de 250 à 270	1	PAF-R 14
de 270 à 280	1	PAF-R 15
de 280 à 290	1	PAF-R 16
de 290 à 300	1	PAF-R 17
de 300 à 310	1	PAF-R 18
de 310 à 320	1	PAF-R 19
de 320 à 330	1	PAF-R 20
de 330 à 340	1	PAF-R 21
de 340 à 350	1	PAF-R 22
de 350 à 360	1	PAF-R 24
de 360 à 370	1	PAF-R 25
de 370 à 380	1	PAF-R 26
de 380 à 390	1	PAF-R 27

Figure 119:catalogue cofraplus 60

- Cofrastra 70 :

Portée simple — q = 10,00 kN/m² L (cm)	Nombre étais	e = 0,75 mm TSg d chpx (cm)
jusque 280	0	PAF-R 11
de 280 à 300	1	PAF-R 12
de 300 à 320	1	PAF-R 13
de 320 à 340	1	PAF-R 14
de 340 à 350	1	PAF-R 15
de 350 à 370	1	PAF-R 16
de 370 à 380	1	PAF-R 17
de 380 à 390	1	PAF-R 18
de 390 à 400	2	PAF-R 18
de 400 à 410	2	PAF-R 19
de 410 à 430	2	PAF-R 20
de 430 à 440	2	PAF-R 21
de 440 à 450	2	PAF-R 22
de 450 à 460	2	PAF-R 23
de 460 à 470	2	PAF-R 24
de 470 à 490	2	PAF-R 25
de 490 à 500	3	PAF-R 27

Figure 120:catalogue cofrastra 70

Par ailleurs, des recommandations prescrites par Arcelor mettent en relief les performations de leurs systèmes de planchers collaborants, et aident le concepteur à choisir qui sera le mieux adapté à sa structure. En effet, le tableau suivant résume l'économie de béton et le gain de poids des dalles collaborantes par rapport aux dalles pleines :

Bac collaborant	**Économie de béton** litres/m² résultant du vide de nervures en sous-face	**Gain de poids propre** en résultant par rapport à une dalle pleine d'épaisseur équivalente en kg/m²	**Fourchette de gain de poids** propre en % pour une épaisseur de dalle comprise entre l'épaisseur minimum de dalle collaborante et 20 cm	
Cofrastra 40	10	24	8 à 20 cm	12 à 5%
Cofrastra 70	24	58	11 à 20 cm	22 à 12%
Cofraplus 60	35	84	10 à 20 cm	35 à 18%

Tableau 25: comparaison de l'économie du béton et du gain du poids propre entre la dalle collaborante et la dalle pleine

- ⇨ *Le plancher Cofraplus 60 est le plus économique d'après ce tableau*
- ⇨ Etant donné que notre portée est de 2m, nous avons opté pour le plancher collaborant Cofraplus 60 avec une dalle d'épaisseur 10cm sans étaiement en phase de construction.

Pour ce type de plancher, le catalogue exige une section totale des armatures en treillis soudés (voir tableau). Elles seront placées en partie supérieure de la dalle avec un enrobage de 2cm.

Portée simple — L — e = 0,75 mm																					
Smini (cm^2/m)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Smax (cm^2/m)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Épaisseur	Portée L en cm																				
Dalle en cm	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	400
28	30,00	28,30	26,00	23,90	22,00	20,40	18,90	17,60	16,40	15,30	14,30	13,40	12,60	11,80	11,10	10,50	9,80	9,30	8,70	8,20	7,20
27	29,80	27,20	25,00	22,90	21,20	19,60	18,20	16,90	15,70	14,70	13,70	12,90	12,10	11,30	10,70	10,00	9,50	8,90	8,40	8,00	7,20
26	28,60	26,10	23,90	22,00	20,30	18,80	17,40	16,20	15,10	14,10	13,20	12,30	11,60	10,90	10,20	9,60	9,10	8,50	8,10	7,60	7,20
25	27,40	25,00	22,90	21,10	19,40	18,00	16,70	15,50	14,40	13,50	12,60	11,80	11,10	10,40	9,80	9,20	8,70	8,20	7,70	7,30	6,90
24	26,20	23,90	21,90	20,10	18,60	17,20	15,90	14,80	13,80	12,90	12,00	11,30	10,60	9,90	9,30	8,80	8,30	7,80	7,40	7,00	6,60
23	25,00	22,80	20,90	19,20	17,70	16,40	15,20	14,10	13,20	12,30	11,50	10,70	10,10	9,50	8,90	8,40	7,90	7,40	7,00	6,60	6,30
22	23,80	21,70	19,90	18,30	16,90	15,60	14,50	13,40	12,50	11,70	10,90	10,20	9,60	9,00	8,50	8,00	7,50	7,10	6,70	6,30	6,00
21	23,80	20,60	18,90	17,30	16,00	14,80	13,70	12,70	11,90	11,10	10,40	9,70	9,10	8,50	8,00	7,60	7,10	6,70	6,30	6,00	5,60
20	23,80	19,50	17,90	16,40	15,10	14,00	13,00	12,10	11,20	10,50	9,80	9,20	8,60	8,10	7,60	7,10	6,70	6,30	6,00	5,60	5,30
19	22,60	19,50	16,90	15,50	14,30	13,20	12,20	11,40	10,60	9,90	9,20	8,60	8,10	7,60	7,20	6,70	6,30	6,00	5,60	5,30	5,00
18	21,20	19,50	15,90	14,60	13,40	12,40	11,50	10,70	10,00	9,30	8,70	8,10	7,60	7,10	6,70	6,30	6,00	5,60	5,30	5,00	4,70
17	19,90	18,30	15,90	13,70	12,60	11,60	10,80	10,00	9,30	8,70	8,10	7,60	7,10	6,70	6,30	5,90	5,60	5,20	4,90	4,70	4,40
16	18,50	17,10	15,80	12,70	11,70	10,80	10,00	9,30	8,70	8,10	7,60	7,10	6,60	6,20	5,90	5,50	5,20	4,90	4,60	4,30	4,10
15	17,20	15,80	14,60	12,70	10,90	10,10	9,30	8,70	8,10	7,50	7,00	6,60	6,20	5,80	5,40	5,10	4,80	4,50	4,30	4,00	3,60
14	15,90	14,60	13,50	12,50	10,00	9,30	8,60	8,00	7,40	6,90	6,50	6,10	5,70	5,30	5,00	4,70	4,40	4,20	3,70	3,10	2,60
13	14,50	13,40	12,40	11,50	10,00	8,50	7,90	7,30	6,80	6,30	5,90	5,50	5,20	4,90	4,60	4,30	3,90	3,20	2,60	2,10	1,70
12	13,20	12,10	11,20	10,40	9,70	8,50	7,20	6,60	6,20	5,80	5,40	5,00	4,70	4,40	3,80	3,30	2,70	2,10	1,70	1,20	
11	11,90	10,90	10,10	9,40	8,70	8,10	7,20	6,00	5,60	5,20	4,80	4,30	3,60	3,10	2,50	2,10	1,60				
10	10,60	9,70	9,00	8,30	7,70	7,20	6,80	6,00	4,90	4,10	3,40	2,80	2,30	1,80							

Tableau 26: Catalogue du treillis soudé du cofraplus 60

D'après le tableau suivant, nous contastons que ce plancher nécessite des armatures de section minimale de l'ordre de 10.60 cm²/ml (dans le sens de la portée), ce qui revient à placer 10HA14 (11cm²/ml) sous forme de treillis soudés.

- **Choix du profilé en acier :**

Les poutres principales sont bi-encastrées et sont sollicitées en flexion composée. Donc les profilés qui conviennent le mieux à ce type de sollicitations sont les HE.
Après avoir effectué de multiples itérations et en prenant en considération l'économie - intrinsèque au poids - nous avons opté pour des **HEA 500**

Remarque : Il est primordial de vérifier la poutre mixte choisie en deux phases distinctes : la phase de construction et la phase d'exploitation.

2.3.7. Calcul et vérification :

A- PHASE DE CONSTRUCTION :

Dans cette phase, le béton est encore frais et ne contribue aucunement à la résistance. Ainsi, les poutres en acier sont dimensionnées selon l'EC3. En effet, elles supportent à elles seules l'ensemble des charges, qui sont dans ce cas permanentes composées des poids propre, des différents éléments constituant le plancher collaborant. Ainsi, les charges permanentes appliquées sur chacune d'entre elles sont comme suit :

Charges Permanentes (suivant l'axe gravitaire)	
Charge linéaire du béton frais(KN/ml)	2.6
Charge linéaire de la tôle acier(KN/ml) (cofraplus60)	0.0853
Poids propre du profilé (KN/ml)	1.58
Poids propre des armatures transversales (KN/ml)	0.031
Charges permanentes totales g (KN/ml)	**4.3**

Tableau 27: Charges permanentes en phase de construction du plancher collaborant

Etant donné que la passerelle est en pente (d'angle $\alpha = 8.5°$), ces charges ont deux composantes suivant les axes locaux, ce qui crée :

➢ Un moment de flexion (dû aux charges suivant l'axe y) :

- A mi-travée : $M_x = \frac{g\cos(\alpha)L^2}{24} = 89.63\ kN.m$
- Aux appuis : $M_x = \frac{g\cos(\alpha)L^2}{12} = 179.25\ kN.m$

➢ Un effort normal (suivant x) :

$N = g\sin(\alpha)\,L = 14.3\ kN$ Avec L : longueur de la poutre

D'après **l'EC3**, si le profilé d'acier est soumis à une flexion et à un effort axial, et si de plus il est de classe 1 pour une section en I ou H, ce qui est notre cas, l'effort axial n'aura pas d'impact sur la flexion si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{N}{A} \leq Min\left(0.25; 0.5\frac{Aw}{A}\right) fy$$

Où :$Aw = 0.53\ m^2$: Section de l'âme, A : Section du béton et fy : la limite d'élasticité de l'acier $722.22 \leq 58750\ (kN\ /m^2)$

⇨ Ce qui signifie l'effort axial sera négligé par rapport à la flexion, donc la poutre sera dimensionnée en flexion simple !

A.1 Vérification de la résistance de la section transversale :

La section est de classe 1, donc la résistance plastique de la section brute est :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}\,f_y}{\gamma_{Mo}} = 843.65\ kN.m$$

Avec W_{pl} : module de résistance plastique

Cette valeur est la limite des moments dus à la flexion. Donc, à l'ELU, le moment maximal en valeur absolue, qui est localisé au niveau des appuis, doit être inférieure à $M_{pl,Rd}$.

En effet : $M_u = 242\ kN.m < M_{pl,Rd}$

Donc la section transversale résiste à la flexion en cette phase de construction.

A.2 Vérification du déversement :

Pour vérifier le déversement, il faut commencer par le calcul de l'élancement réduit :

$$\overline{\lambda_{Lt}} = \sqrt{\frac{\beta_w\, x W_{PL,y} x\, f_y}{M_{cr}}}$$ **(§3.3 NF EN 1993-1-1/NA de mai 2007)**

Avec : $$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2\,EI_z}{(kL)^2}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G\,I_t}{\pi^2\,EI_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} - \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)\right\}$$

- $W_{pl,y}$: module résistant plastique de la section en acier ;
- zg est l'excentrement entre le point d'application de la charge et le centre de cisaillement.

  Pour notre cas, la poutre est à section transversale constante constituée d'un profilé doublement symétrique => *zj = 0*
- k et kw sont des facteurs de longueur effective.

  La poutre est bi-encastrée et chargée uniformément => *k = 0.5 et kw = 1 ; et d'après ce tableau* $C_1 = 1.13$ et $C_2 = 0.45$
- G : module de cisaillement
- I_w : inertie de gauchissement
- I_t : inertie de torsion
- I_z : moment inertie
- E : module d'élasticité
- βw : coefficient dépendant de la classe de la section

Chargement et conditions d'appui dans le plan principal de flexion	Diagramme des moments de flexion	Valeur de k_z	Coefficient C_1	Coefficient C_2
		1,0 0,5	1,28 0,71	1,56 0,65

Ainsi, nous obtenons les résultats suivants :

Type du profilé	Iw de gauchissement (cm^6)	Iz (cm^4)	It (cm^4)	L (m)	Mcr (KN.m)	Wpl (cm^3)	λLt réduit
HEA 500	5643000	10370	309.3	22.5	763.93	3949	1.10

Tableau 28: Vérification du déversement en phase de construction du plancher collaborant

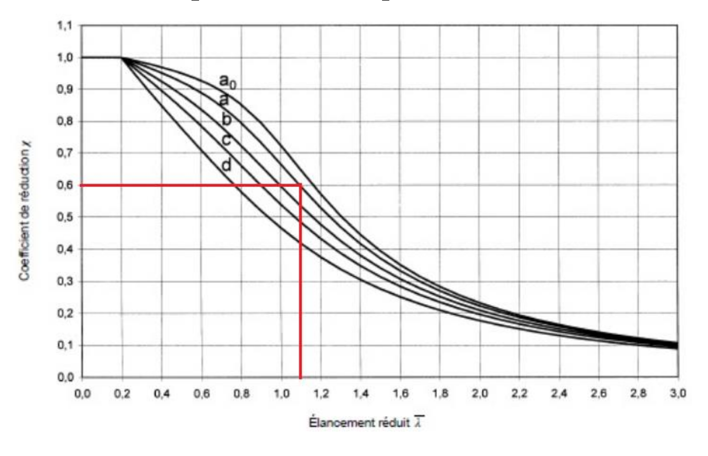
$\overline{\lambda_{Lt}} = 1.10 > 0.4$, donc la vérification du déversement est indispensable. Elle consiste à comparer :

$M_{u/max}$ avec $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{PL,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$ (Selon §6.3.2.1 (6.55) NF EN 1993-1-1)

La valeur du coefficient de réduction χ_{LT} est déterminée à partir de l'abaque suivante.

(Pour notre cas, le profilé en acier adopté est laminé tel que h/b ≤ 2 => courbe a) :

$$\chi_{LT} = 0.6$$



Vérification du déversement	
$M_{b,Rd}$ (kN.m)	506.19
M_u (aux appuis) (kN.m)	242

⇨ $M_u < M_{b,Rd}$: donc la poutre ne va pas se déverser !

A.3 Vérification de la flèche :

Pour une poutre bi-encastrée la flèche est : $f_y = \frac{g\,L^4}{384\,EI_x} = 15.52\ mm$ (g : la charge permanente)

Tandis que la flèche admissible dans ce cas est : $f_{adm} = \frac{L}{250} = 90mm$

⇨ La flèche est vérifiée

B- PHASE D'EXPLOITATION :

B.1 Vérification a l'ELU

Critères de vérification à l'ELU

A

Données concernant la section, la nuance d'acier et les connecteurs

EN 1994 1-1 § 5.5

Classement de la section transversale

Classe de la section transversale

La section est-elle de classe 1 ou 2?

Non

Oui

EN 1994 1-1 § 6.2.1.2

EN 1994 1-1 § 6.2.1.3

Calculer le moment de résistance plastique

$M_{pl,Rd}$

$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$

Non

Critère de résistance à la flexion non vérifié

Oui

Critère de résistance à la flexion vérifié

Retour

EN 1994 1-1 § 6.2.1.5

Calculer les contraintes s'exerçant dans les semelles en acier et en béton

σ_{fs}, σ_{fi}, σ_c

EN 1994 1-1 § 2.4.1.2

EN 1994 1-1 § 6.2.1.5

Les critères sont-ils vérifiés?

Non

Critère de résistance à la flexion non vérifié

Oui

Critère de résistance à la flexion vérifié

Retour

Critères de résistance à la flexion :

$\sigma_{fs} \leq f_{yd} = f_y / \gamma_M$

$\sigma_{fi} \leq f_{yd} = f_y / \gamma_M$

$\sigma_c \leq f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

Calculer la largeur participante de la dalle

b_{eff}

Début

Calculer les efforts

V_{Ed}, M_{Ed}

Choisir la section de la poutre, les caractéristiques du béton et de la dalle

Données concernant la section, la nuance et la classe de béton

Vérification de la résistance à la flexion

Aller en A

Le critère de flexion est-il vérifié?

Non

Oui

Calculer la résistance au cisaillement

Aller en B

$V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Non

Oui

Fin

B

Caractéristiques de la section transversale

$h_w / t_w \leq 72\ \varepsilon / \eta$

Non

EN 1993 1-5 § 5.1

Oui

EN 1994 1-1 § 6.2.2.2

Calculer la résistance au cisaillement en utilisant $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$

EN 1994 1-1 § 6.2.2.3

EN 1993 1-5 § 5

Calculer la résistance au voilement par cisaillement en utilisant $V_{Rd} = V_{b,Rd}$

V_{Rd}

Retour

Figure 121:Organigramme générale de calcul d'une poutre mixte

Dans cette phase, le béton est durci et collabore avec l'acier pour résister aux charges suivantes :

- Charges permanentes :

pp dalle mixte (voir catalogue) 10cm (kN/m²)	1.55
pp tôle (kN/m²)	0.0853
ch surfacique g (kN/m²)	4.5
pp poutre principale (KN/ml)	1.58

⇨ Pour une b_{eff} = 1m, la charge permanente totale g = 7.72 kN/ml

- Charges d'exploitation :

La passerelle fait partie d'une zone de circulation des occupants (4kN/m²), et étant donné que b_{eff} = 1m donc q = 4 kN/ml

Il faut différencier entre la zone où le moment est positif (à mi-travée) et celle où le moment négatif (aux appuis).

B.1.1 Vérification de la résistance à la flexion :

Afin de déterminer la répartition des contraintes plastiques ainsi que le moment résistant plastique $M_{pl.y.Rd}$ à une section donnée, il convient d'exprimer les résistances des différentes parties de la poutre mixte :

- Résistance de la section en acier de construction tendue ou comprimée : $F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a}$
- Résistance de l'âme de la section en acier de construction tendue ou comprimée :

$$F_w = (h_a - 2t_f)t_w \frac{f_y}{\gamma_a}$$

- Résistance de la section en béton comprimée : $F_c = h_c b_{eff} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
- Résistance de la section d'acier d'armature tendue : $F_s = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$
- Moment résistant plastique de la section en acier seul : $M_{apl.y.Rd} = W_{pl.y} \frac{f_y}{\gamma_a}$

  Pour un profilé HEA500 : $W_{pl.y} = 3949\ cm^3$ (voir catalogue)

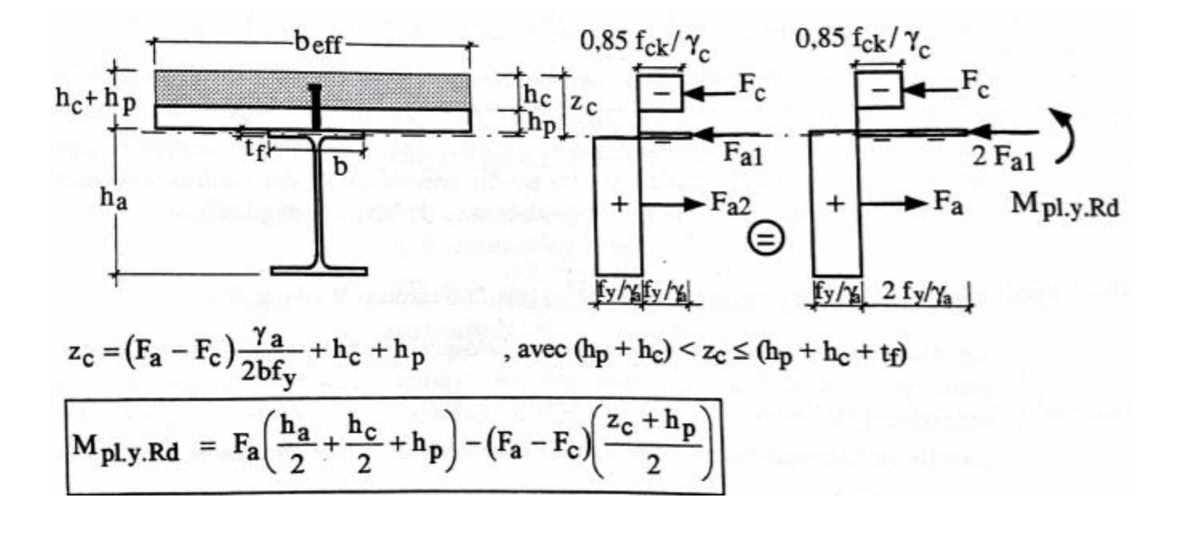
Avec :

- h_a, t_f t_w h_c : donnés par la figure ci-dessous ;
- f_{ck} : résistance à la compression du béton ;
- fsk : limite d'élasticité de l'acier d'armature ;
- γ_a: coefficient partiel de sécurité de l'acier de construction ;
- As : Aire de section transversale de l'armature.
- $W_{pl,y}$: module résistant plastique de la section en acier ;
- Fy : limite s'élasticité de l'acier

a- Moment positif => Méthode non-fissurée :

Résistances des différentes parties de la poutre mixte (MN)	
Fa	4.05
Fw	1.09
Fc	1.7

⇨ Fa>Fc>Fw, donc l'axe neutre se situe dans la semelle en acier :



Ainsi : $z_c = 0.18m$

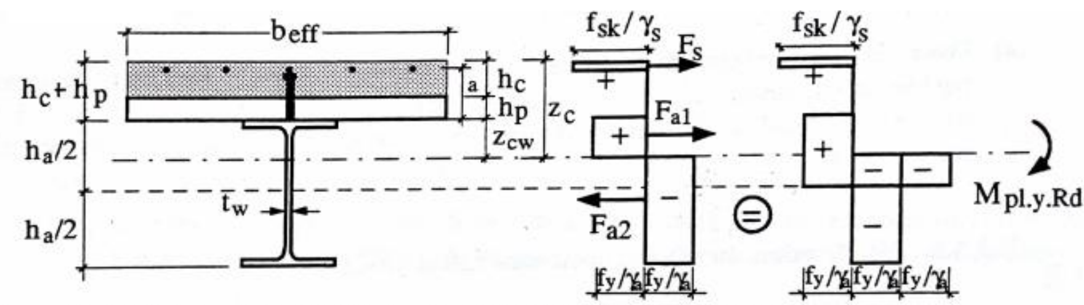
$M_{pl.y.Rd} = 1156.75\ kN.m$

Or à mi-travée : $M_u = M_{y.Rd} = (1.35\ g + 1.5\ q) \times \frac{L^2}{24} = 346.26\ kN.m < M_{pl.y.Rd}$

✓ La section transversale résiste au moment positif maximal

b- Moment négatif => Méthode fissurée :

Fa	4.05
Fw	1.09
Fs	0.17



$$z_{cw} = \frac{h_a}{2} - \frac{F_s}{2 t_w f_y / \gamma_a} \quad \text{et} \quad z_c = h_p + h_c + z_{cw}$$

$$M_{pl.y.Rd} = M_{apl.y.Rd} + F_s \left(\frac{h_a}{2} + a \right) - \frac{F_s^2}{4 t_w f_y / \gamma_a}$$

⇨ Fs<Fw, donc l'axe neutre se situe dans l'âme de l'acier

Avec $M_{apl.y.Rd} = 807.72\ kN.m$

Donc $M_{pl.y.R} = 868.82\ kN.m$

Or aux appuis $M_{y.Rd} = (1.35\ g + 1.5\ q) \times \frac{L^2}{12} = 692.53\ kN.m < M_{pl.y.Rd}$

⇨ La section transversale résiste au moment négatif maximal

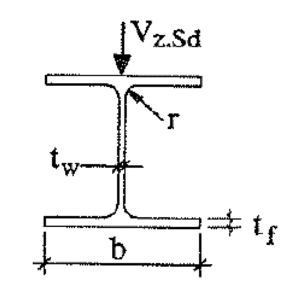
B.1.2 Vérification de la résistance au cisaillement :

➢ L'effort de tranchant maximal est atteint au niveau des appuis. A l'ELU, il est égal à :

$$V_{z.Sd} = (1.35\ g + 1.5\ q\ ) \times \frac{L}{2} = 184.68\ kN$$

Or la résistance des sections transversales à l'effort tranchant

$$V_{pl.z.Sd} = A_{v.z} \frac{f_y}{\sqrt{3}\,\gamma_a}$$



Où $A_{v.z}$ est l'aire de cisaillement de la section en acier de construction. Elle dépend de la position de la charge par rapport à la section transversale et du profilé d'acier. Dans notre cas, la charge est parallèle à l'âme :

$$A_{v.z} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 75.18\ cm^2$$

⇨ $V_{pl.z.Sd} = 887.83\ kN > V_{z.Sd}$

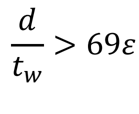
✓ Donc la section transversale résiste à l'effort tranchant !

➢ On constate aussi que $V_{z.Sd} \leq \frac{V_{pl.z.Sd}}{2}$

✓ Donc il n'y a pas de risque d'interaction M-V au niveau des appuis.

➢ Stabilité de l'âme vis-à-vis du voilement par cisaillement :

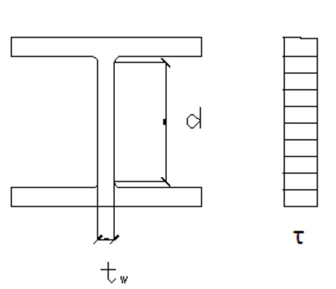
Le voilement par cisaillement est à vérifier si :



$$\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$$



Où $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$



Pour notre profilé :

$d = 390mm$ et $t_w = 12mm$ => $\frac{d}{t_w} = 32.5 < 69$

✓ Donc il est inutile de vérifier le voilement !

Pour faciliter le calcul des moments plastiques et des efforts tranchants et ainsi accélérer le calcul itératif, nous avons recouru au logiciel EXPERT EC4 qui nous a permis également de confirmer nos calculs manuels :

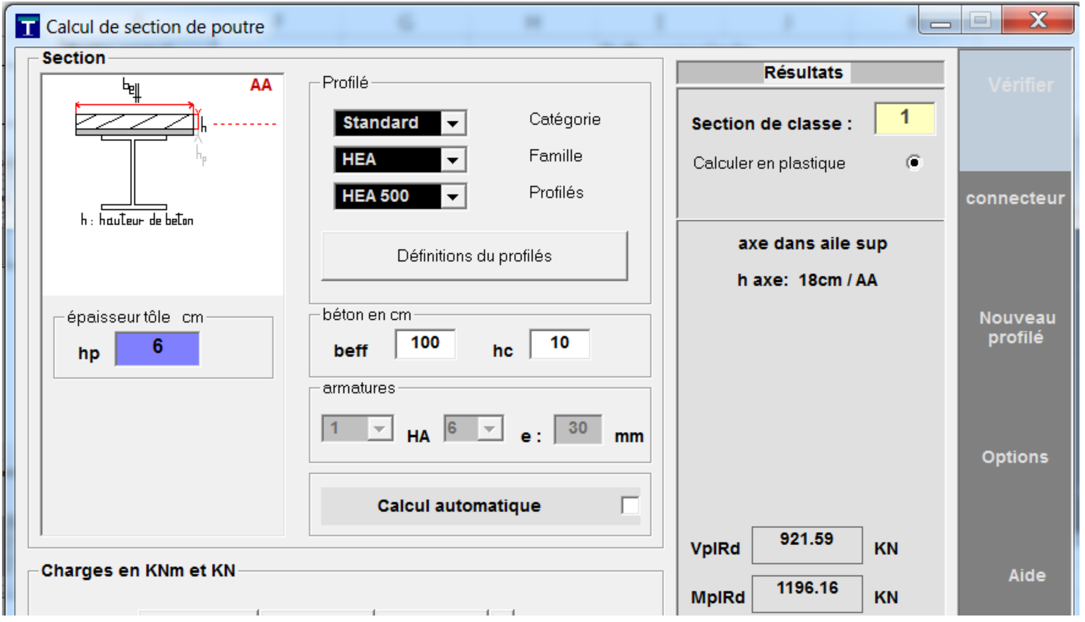


Figure 122: Moment plastique positif et effort tranchant donné pour la poutre mixte en HEA500 par le logiciel

Le calcul manuel a donné :

$$M_{pl.y.Rd}+ = 1156.75\ kN.m$$

$$V_{pl,y} = \ 887.83\ kN$$

Figure 123:Moment plastique négatif et effort tranchant donné pour la poutre mixte en HEA500 par le logiciel EXPERT EC4

Le calcul manuel a donné :

$$M_{pl.y.Rd} = \ 868.82\ kN.m$$

B.1.3 Vérification de l'instabilité de forme vis-à-vis du Déversement

La poutre est de classe 1, donc la vérification du déversement à l'ELU nécessite de calculer le moment résistant au déversement $M_{b.Rd}$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT}\,\beta_w\,W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$: Pour les sections de Classe 1 ou 2. (classe 1 pour notre cas)
- χ_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement, qui est fonction de l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$ de l'élément vis-à-vis du déversement égal à :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}{}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2)^{0.5}} < 1$$

Où : $\Phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2)$

Avec : $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés, et :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}(\beta_w)^{0.5}$$

Où : $\lambda_1 = \pi(\frac{E}{f_y})^{0.5} = 93{,}3\varepsilon \quad (\varepsilon = (\frac{235}{f_y})^{0.5})$

L'élancement réduit peut être donné par la formule ci-dessous dans le cas de poutres à section transversale constante et doublement symétriques (laminés I et H)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1(1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2}}$$

Avec :

- $i_z = 0.0724$ m (HEA500 de l'axe faible)

- Le coefficient C_1 dépend de la forme du diagramme des moments et du type d'appuis. Pour notre cas, étant donné que la poutre est bi-encastrée alors la rotation

Chargement et conditions d'appui dans le plan principal de flexion	Diagramme des moments de flexion	Valeur de k_z	Coefficient C_1	Coefficient C_2
		1,0 0,5	1,28 0,71	1,56 0,65

autour de l'axe z et le gauchissement sont empêchés=> $k_z = 0.5$

⇨ $C_1 = 0.71$

Les résultats obtenus sont résumés dans ce tableau :

βw	1
C1	0.71
iz (m)	0.0724
ε	1.02
λ1	95.98
λLT	108.11
~~λLT~~	1.13
α LT	0.21
φLT	1.23
χLT	0.58
M_{bRd} (KN.m)	**466.95**

Or $M_{y.Rd} = 692.54\ kN.m > \ M_{b.Rd}$ => **Il y aura un déversement**

- ✓ Solutions :

L'augmentation des profilés peut être une solution pour vérifier le déversement, mais elle remettra en question l'économie et l'optimisation du profilé choisi. En effet, il existe des dispositifs dits anti-déversement qui, comme leur nom l'indique, s'oppose au déversement, sans pour autant augmenter la section du profilé. Pour ce faire, nous proposons deux solutions :

- Ajout d'entretoises entre les semelles inférieures des deux poutres

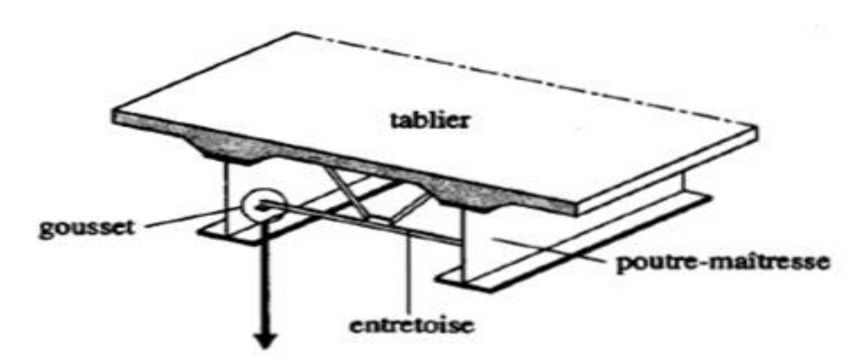


Figure 124: Ajout d'entretoises entre les semelles inférieures contre déversement

- Distribution des raidisseurs tout au long de la poutre, pour chacune d'entre-elles.

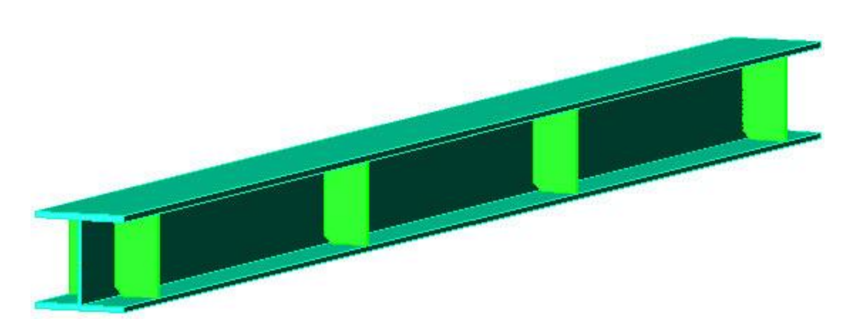


Figure 125: Raidisseurs au long de la poutre pour remédier au déversement



B.2 VERIFICATION A L'ELS

B.2.1 Flèche :

Le calcul de la flèche de la poutre mixte bi-encastrée a été mentionné précédemment, et qui s'appuie sur : $\delta = \delta_0 \left(1 - C\frac{M_1+M_2}{M_0}\right)$

Tout calcul fait, voici les résultats obtenus :

Flèche	
δ0 (mm)	5.45
C (voir p177 Guide)	0.6
δ (mm)	**9.81**
δ adm (mm) plancher en général	90

Tableau 29: Vérification de la flèche en phase d'exploitation du plancher collaborant

⇨ $\delta < \delta_{adm}$: donc la flèche est admissible !

B.2.2 Contrôle de la fissuration du béton :

Dans la mesure où la section des armatures en treillis soudés est fixée à 11cm²/ml ; c'est-à-dire la section des armatures longitudinales $A_s = 5.5cm^2$ d'une part, et d'autre part, la section du béton est $\mathrm{A_c} = 10\ \mathrm{cm}^2$, donc : $A_s \geq 0.2\%\ A_c$.

⇨ Ce qui implique que le contrôle de la fissuration du béton à l'aide de mesure particulière est inutile dans ce cas.

B.2.3 Vibration :

En suivant les étapes de calcul de la vibration mentionnées au début de ce paragraphe :

Vibration	
δ0 (mm)	3.59
C	0.6
δsw (mm)	0.72
f (Hz)	**21.25**
f min (Hz)	3

Tableau 30:Vérification de la vibration en phase d'exploitation du plancher collaborant

⇨ $f > f_{min}$: le comportement de la poutre vis-à-vis des vibrations potentielles est admissible !

B.3 VERIFICATION DE LA CONNEXION AUX ELU SOUS CISAILLEMENT LONGITUDINAL :

Des connecteurs doivent être prévus sur la longueur de la poutre afin de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal V_l entre la dalle en béton et la poutre en acier à l'Etat Limite Ultime, en négligeant l'effet de l'adhérence naturelle entre les matériaux. Les connecteurs doivent résister à la valeur de calcul de l'effort de cisaillement longitudinal total V_l :

$$\boldsymbol{V_l \leq N.P_{Rd}}$$

Où : N : est le nombre de connecteurs.

P_{Rd} : est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement des connecteurs.

Pour une connexion complète sur une poutre hyperstatique, la valeur de calcul de l'effort V_l que doivent supporter les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximum et un des appuis encastrés, doit être calculé de la façon suivant :

$$V_l = F_{cf} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_{ap} \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

Avec :

- $F_{cf} = \min((F_c + F_s);\ F_a)$: est l'effort de cisaillement longitudinal pour une poutre identique avec des appuis simples ; et elle est égale à la plus petite valeur de la résistance de {section du béton et de l'armature comprimée} et de {de la section en acier de construction}.
- A_s : est l'aire participante d'armature longitudinale de poutre utilisée dans le calcul de la résistance à la flexion négative (au niveau de l'appui),
- A_{ap} : L'aire efficace de toute tôle profilée en acier comprise dans le calcul de la résistance à la flexion négative, uniquement si les nervures sont disposées parallèlement à la poutre et si le calcul des détails garantit la continuité de résistance au travers des joints de la tôle ainsi qu'une résistance appropriée au cisaillement longitudinal,
- f_{sk} : La limite d'élasticité de l'armature,
- f_{yp} : La limite d'élasticité de la tôle profilée en acier,
- γ_s et γ_{ap} : sont les coefficients partiels de sécurité aux Etats Limites Ultimes pour l'acier d'armature et la tôle profilée en acier

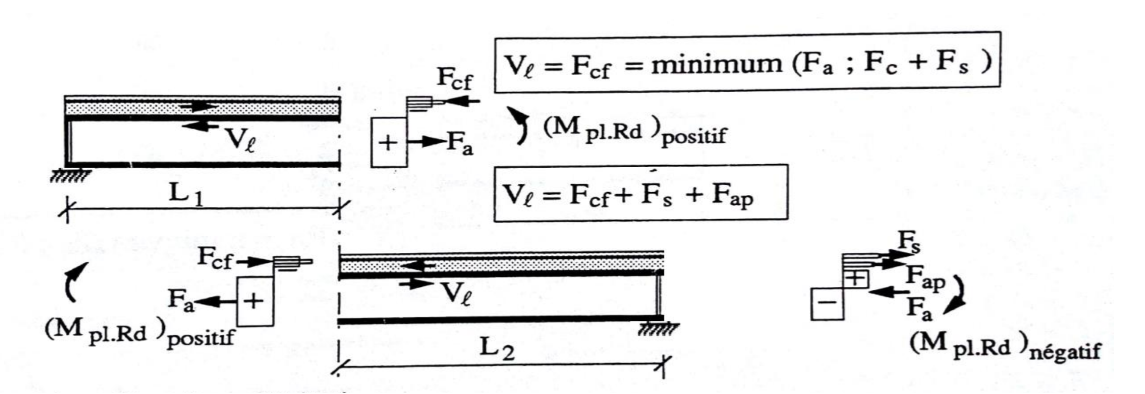


Figure 126: Répartition de l'effort de cisaillement longitudinal pour une poutre mixte hyperstatique

B.3.1 Valeur de la résistance P_{Rd} :

La résistance des goujons à tête utilisés dans les dalles mixtes avec une tôle profilée en acier dépend de la direction des nervures de celle-ci par rapport à la poutre porteuse. Or la dalle étudiée est composée de tôle avec des nervures transversales à la poutre porteuse, ainsi la résistance au cisaillement propre aux goujons à tête est :

$$P_{Rd} = k_t \, P_{Rd0}$$

Avec :

- P_{Rd0} : est la résistance au cisaillement des goujons dans une dalle pleine

$$P_{Rd0} = \min(0.8 \frac{f_u}{\gamma_v}\left(\frac{\pi d^2}{4}\right); 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v})$$

Où :

f_u : est la résistance à la rupture en traction spécifiée du matériau du goujon ($f_u = 450$ N/mm2).

d : Le diamètre de la tige du goujon ($d \leq 22$mm)

h : La hauteur hors-tout du goujon

f_{ck} : La résistance caractéristique à la compression d'une éprouvette cylindrique du béton à l'âge considéré.

E_{cm} : La valeur moyenne du module sécant du béton.

$\alpha = 0.2\left(\frac{h}{d} + 1\right)$, si $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$,

$\alpha = 1$, si $\frac{h}{d} > 4$.

$\gamma_v = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité pour résistance des connecteurs.

- k_t : coefficient réducteur :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} (\frac{h}{h_p} - 1)$$

Où : N_r : est le nombre de goujons dans une nervure au niveau d'une intersection de poutre, sans excéder 2 dans les calculs. Nous l'avons fixé à 1.

h_p : La hauteur hors-tout de la tôle profilée en acier hors bossages, et

$hp \leq 85$ mm

b_0 :La largeur moyenne des nervures (voir la figure ci-dessous) et $b_0 \geq h_p$

h : La hauteur hors-tout du goujon, mais devrait satisfaire la condition :

$h \leq h_p + 75$mm et d'après [EC4 6.3.2.2]

k_t $\leq \mathbf{1}$ Si $\boldsymbol{N_r = 1}$ Pour goujons soudés

≤ 0.8 Si $N_r \geq 2$ au travers de la tôle profilée en acier

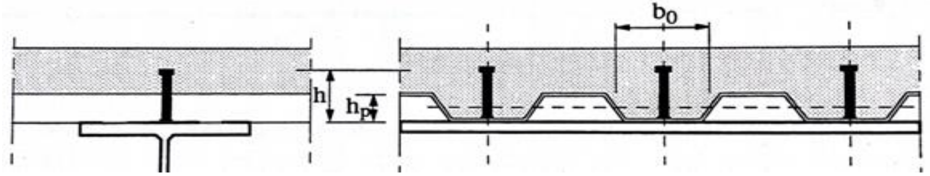


Figure 127: dispositions constructives des goujons à tête soudés

Tout calcul fait, voici les résultats obtenus :

Caractéristiques des goujons	
d (mm)	19
h (mm)	100
fu (N/mm²)	450
α	1
Ecm (N/mm²) (pour C30/37)	32000
fck (N/mm²)	30000
Prd₀ (kN)	***81.656***
Nr	1
hp (mm)	60
b0 (mm)	101
kt	***0.786***
Prd (kN)	**64.146**

Tableau 31: Caractéristiques des goujons choisis

Calcul du nombre de goujons :

Nombre de Goujons	
Fcf (kN)	1870.87
Aap (nervures ⊥ à la poutre)	0
Vl (kN)	**2049.51**
Nf (sur L/2)	32
Nbre de goujons total (sur L)	**64**

Tableau 32: Calcul du nombre de goujons nécessaires

Chaque poutre mixte nécessite 64 goujons à tête. Ainsi, pour notre dalle, nous aurons besoin de **128 goujons à tête soudés de diamètre 19mm et de hauteur 100mm,** qui correspond à **TRW Nelson KB ¾''-100** du catalogue ci-dessous et ce, afin d'assurer une connexion complète entre les éléments constitutifs de cette dalle mixte.

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	fy (N/mm²)	fu (N/mm²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450

Figure 129: Catalogue des goujons à tête

min. 1,5d
d
h
t

Figure 128: coupe transversale d'un goujon

B.3.2 Vérification des espacements entre goujons :

- Espacement longitudinal e_L:

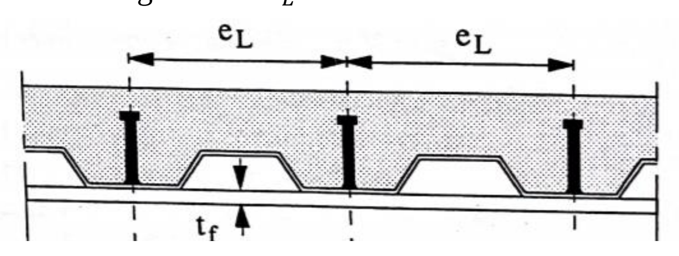


Figure 130: Espacement longitudinal des goujons

$$e_L \leq \min\left(15\ t_f\sqrt{\frac{235}{f_y}}\ ; 6(hc+hp); 800mm\right)$$

Espacement longitudinalement	
eL choisi (mm)	**346**
eL1 (p127 du Guide) (mm)	353
eL2 (mm)	800
eL max (mm)	**353**

Tableau 33: Calcul de l'espacement longitudinal des goujons

⇨ L'espacement longitudinal choisi est admissible

➢ Espacement transversal :

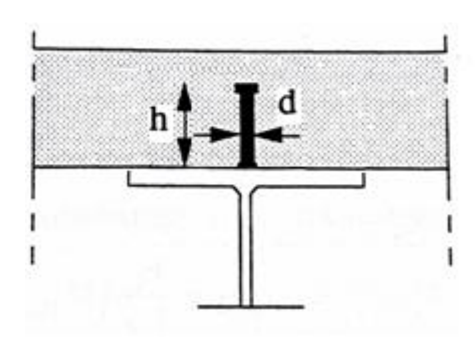


Figure 131: : Espacement Transversal des goujons

$$e_T \leq \min\left(9\ t_f\sqrt{\frac{235}{f_y}}\ ; \frac{b}{2}\right)$$

Espacement transversalement	
eT choisi (mm)	**80**
eT (mm)	212
b/2 (mm)	150
eT max (mm)	**150**

Tableau 34: calcul de l'espacement Transversal des goujons

⇨ L'espacement transversal choisi est admissible

2-4- Troisième variante : Passerelle en treillis

3.1.1 Généralités :

Les structures en treillis sont adaptées pour les grandes portées. Elles présentent l'avantage de ne solliciter les poutres qui la composent qu'en traction ou en compression. Or une poutre résiste mieux à ce type de sollicitation qu'à la flexion que l'on retrouve dans une structure en poutre simple.

Le principe et la terminologie des différents éléments d'une poutre à treillis sont illustrés à la figure ci-dessous. Une poutre à treillis est composée de deux membrures dont le rôle est analogue à celui des ailes d'un profilé laminé en double té (reprendre le moment de flexion), et d'un réseau de barres comprimées ou tendues (les diagonales et les montants) qui équilibrent l'effort tranchant tout en servant à l'introduction des forces concentrées. La poutre à treillis représente en général la solution la plus légère pour la réalisation d'un élément fléchi d'une portée > à environ 20 m. Elle exige cependant un important travail de fabrication pour préparer, assembler et peindre les éléments constituants le treillis.

Les poutres à treillis sont constituées de barres droites reliant des nœuds. Les assemblages sont supposés être à rotules, et réalisés de manière à ne donner que des efforts normaux dans les barres. Enfin, les charges sont appliquées aux nœuds.

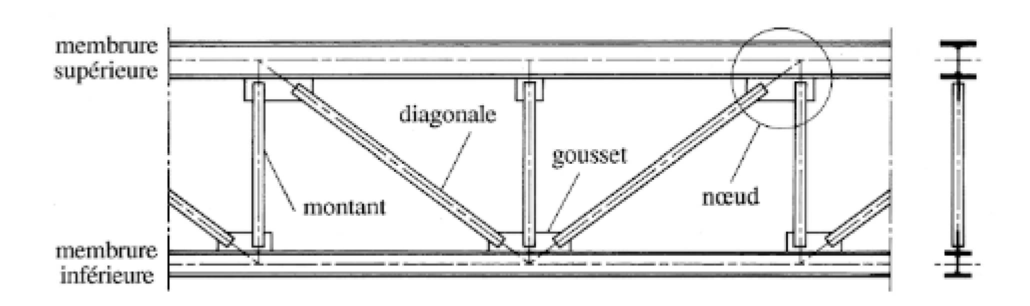


Figure 132: Principe et terminologie des différents éléments d'une poutre à treillis

3.1.2 Matériaux de construction des treillis :

Les matériaux utilisés pour construire des treillis sont en général le bois, l'acier ou le béton.

- Le bois (chêne en général) a de très bonnes performances tant en compression qu'en traction. Mais il a une mauvaise résistance au cisaillement ce qui induit un rapport poids résistance assez mauvais.

- L'acier de par ses très bonnes performances en traction, compression, cisaillement, torsion est fort utilisé dans les treillis.

- Le béton jouit d'une très bonne résistance à la compression (Le béton armé peut, quant à lui, résister aux compressions et tractions) mais il alourdit la structure.

➔ Nous avons opté pour des treillis en acier !

3.1.3 Composantes des treillis :

On distingue :

- Les barres principales (membrures hautes et basses)
- Les diagonales
- Les montants

3.1.4 Hypothèses de calcul pour le treillis :

Les hypothèses qui sont en général faites pour le calcul des poutres à treillis sont les suivants :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations parfaites,
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds,
- Les barres sont des éléments droits entre chaque nœud,
- Les charges sont appliquées au droit des nœuds.

Ces hypothèses servent à simplifier le calcul afin de n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux.

En réalité il existe un moment parasite dans la poutre treillis. L'apparition d'une contrainte de flexion dans les membrures est expliquée par deux phénomènes :

- La couverture est posée directement sur la membrure supérieure (donc sans l'intermédiaire de pannes), ou si les pannes sont posées entre les nœuds de la membrure supérieure
- Les déformations des barres du treillis (diagonales et montants de la poutre treillis).

Autrement dit, la déformation des membrures est directement reliée à la rigidité du treillis. Le moment parasite est réduit en utilisant des diagonales et des montants munis d'une section plus importante

3.1.5 Types de poutre treillis :

Il existe trois principaux types de treillis et ont été utilisés au cours de l'histoire :

- Treillis Pratt : système de barres horizontales, perpendiculaires et obliques. Les barres sont principalement sollicitées en traction ;



Figure 133 Treillis de type Pratt

- Treillis Warren : barres obliques et horizontales. Les barres sont principalement sollicitées en compression ;

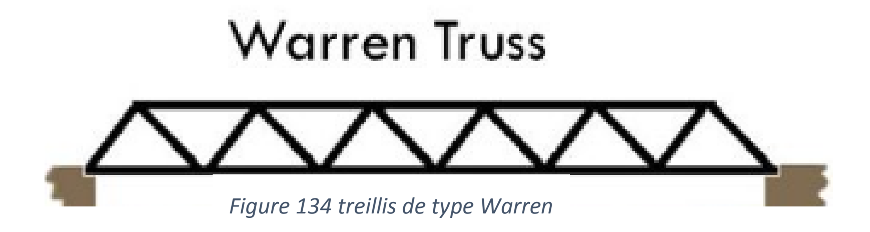


Figure 134 treillis de type Warren

- Treillis Howe : ce type de treillis est l'équivalent du treillis Pratt à la différence que les barres obliques sont sollicitées en compression.

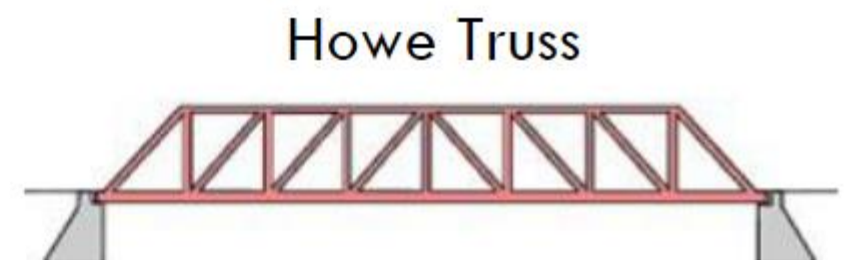


Figure 135 treillis de type Howe

Il existe de nombreuses variantes de ces différents types de treillis. Il en existe aussi d'autres types, cependant nous ne les aborderons pas ici car leurs structures sont bien plus complexes, ce qui implique une mise en place plus difficile.

3.1.6 Longueur de flambement des barres comprimées

Il y a lieu de prêter une attention particulière aux barres comprimées, dont la longueur de flambement dans le plan et hors plan du treillis, doit être évaluée avec soin On peut dire de façon générale que les barres comprimées auront tendance à flamber entre deux points d'appui fixes La figure ci-dessous montre le flambement de la membrure comprimée du treillis : le nœuds constituent un point d'appui fixe dans le plan du treillis, grâce aux diagonales et aux montants, mais pas hors de ce plan Ils ne pourront en effet constituer un point d'appui fixe (même aux extrémités de la membrure) que si leur déplacement hors du plan du treillis est empêché par des mesures de construction adéquates(pannes liés à un contreventement de toiture par exemple).

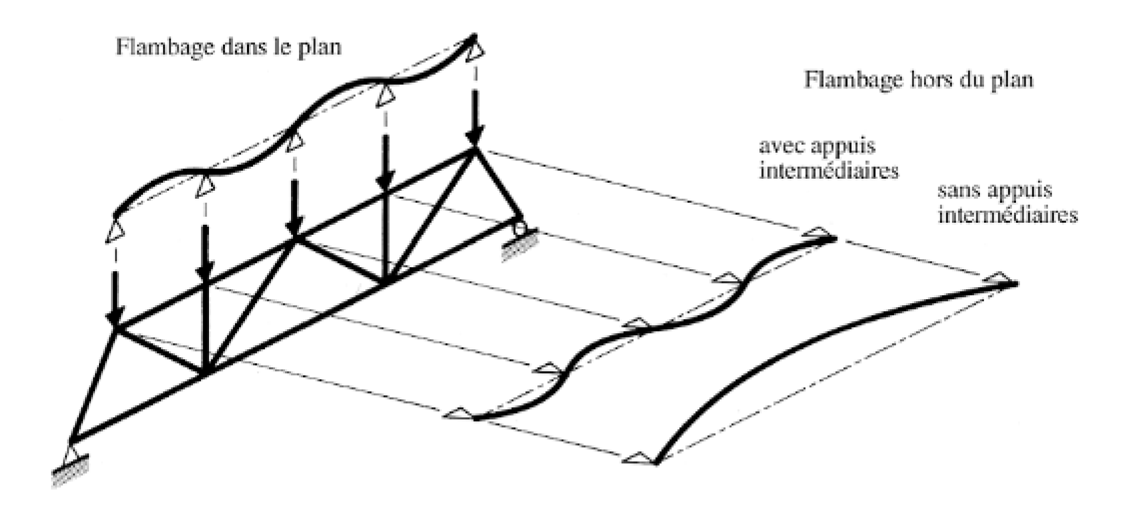


Figure 136 Flambement de la membrure comprimée d'une poutre à treillis

3.1.7 Calcul de résistance des treillis :

Il existe deux méthodes principales pour effectuer les calculs de résistance dans le treillis : la méthode de Ritter et l'équilibre aux nœuds. En voici une explication brève.

➢ *Méthode de Ritter :* On désire calculer l'effort normal dans une barre. On va pour cela couper la structure en deux parties disjointes. Ensuite, on remplace les barres coupées par l'effort qu'elles subissent. On pourra alors écrire les équations d'équilibre en faisant en sorte que l'effort normal soit la seule inconnue dans l'équation. S'il y a plusieurs inconnues, on écrira l'équilibre de rotation autour du point d'intersection des autres vecteurs forces inconnus. Dans le cas où les deux autres forces ont leur point d'intersection à l'infini, cela devient un équilibre de translation vertical si les deux autres forces sont horizontales.

En général, voici la méthode :

1- Trouver les réactions d'appuis.

$$\sum \mathbf{Fx = 0}$$

$$\sum \mathbf{Fy = 0}$$

$$\sum \mathbf{M = 0}$$

2- Isoler une partie de la structure considérée par une ligne imaginaire que coupent au maximum trois barres dont on veut calculer les forces internes.

3- Considérer la partie isolée comme un corps en équilibre. On suppose les barres coupées en tension et on applique l'équilibre de rotation et de translation.

$$\sum \mathbf{M = 0}$$

$$\sum \mathbf{Fx = 0}$$

$$\sum \mathbf{Fy = 0}$$

*On choisit un nœud comme axe de rotation.

Exemple de découpage d'un treillis :

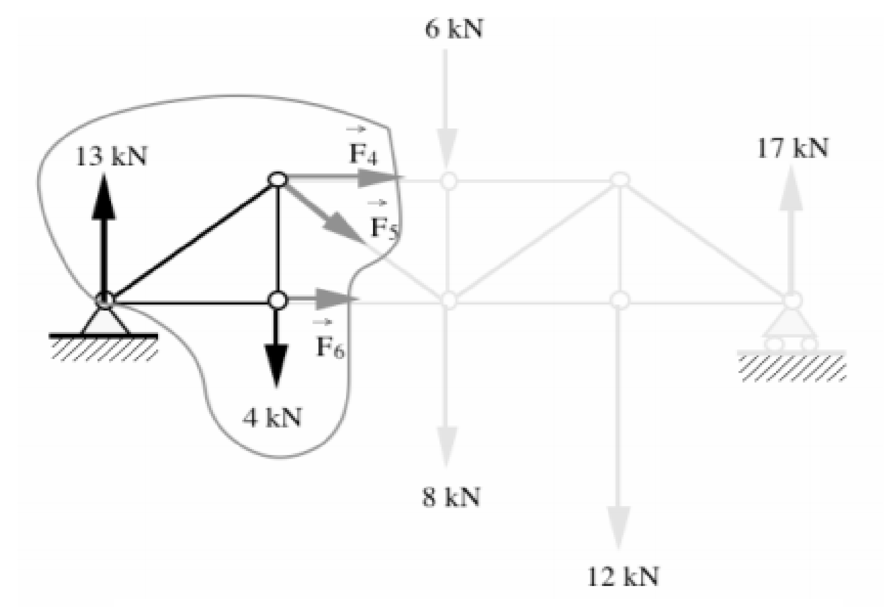


Figure 137 : Exemple de découpage d'un treillis selon la méthode de Ritter

- *Equilibre aux nœuds :* Le but est ici d'isoler un nœud en coupant les barres qui y aboutissent. On applique ensuite les efforts normaux et les efforts extérieurs (charge, etc.). Enfin, on écrit les différentes équations d'équilibre suivant les deux dimensions. C'est cette méthode que nous allons mettre en application afin de déterminer les efforts appliqués aux barres de notre système isostatique.

Les forces étant toutes concourantes, on n'a pas besoin de vérifier l'équilibre de rotation donc il ne nous reste que l'équilibre de translation ; à savoir $\sum Fx = 0$ et $\sum Fy = 0$. Ou si on travaillait avec les méthodes graphiques on dirait que le polygone de forces doit être fermé.

1- Trouver les réactions d'appuis :

$$\sum \mathbf{Fx = 0}$$
$$\sum \mathbf{Fy = 0}$$
$$\sum \mathbf{M = 0}$$

2- Equilibrer successivement chacun des nœuds au moyen des équations d'équilibre de translation:

$$\sum \mathbf{Fx = 0}$$
$$\sum \mathbf{Fy = 0}$$

Remarque :

- Nous isolons le nœud en laissant les charges qui s'exercent sur lui et en remplaçant toutes les barres qui s'y rattachent par leurs efforts supposés en tension.

- Nous avançons de nœud en nœud de manière qu'à chaque nœud il y ait seulement deux barres dont les forces internes sont encore inconnues.

Dans notre cas, et pour faciliter le calcul, nous utiliserons le logiciel RSA pour la modélisation d'une seule poutre à treillis dans le module **« Etude d'un treillis plan »** du logiciel qui prend en compte les hypothèses de calcul d'un treillis et ne considère pas les moments au niveau les barres.

Nous allons justifier par la suite que cette simplification de calcul peut être faite.

3.1.8 Conception choisie :

- **Conception :**

La conception d'une poutre à treillis consiste à choisir le type de barres la composant, le type de nœud, le moyen d'assemblage (soudures ou boulons) utilisés dans les nœuds ainsi que le procédé de fabrication en atelier et de montage sur chantier.

Nous avons décidé de réaliser les deux éléments porteurs de notre passerelle au moyen de deux poutres à treillis planes articulées. La passerelle sera considérée isostatique à ses extrémités. Nous allons comparer deux conceptions :

- Treillis Warren (sans montant) ;
- Treillis Pratt à diagonales tendues et à montants comprimés (voir figure ci-dessous)

La hauteur du treillis sera à 1.5 m et nous allons opter pour des mailles de :

- 1.5 m pour le treillis Warren avec montants et Pratt ;
- 3 m pour Warren sans montant.

Les deux poutres seront liées au moyen de poutres secondaires espacées de :

- 1.5 m Pratt ;
- 3 m pour Warren sans montant.

La largeur de la passerelle est de 2 m.

Les deux poutres à treillis reposeront sur deux poteaux et deux consoles des deux côtés.

Transversalement, nous avons conçus la position des poutres comme celle des deux variantes précédentes :

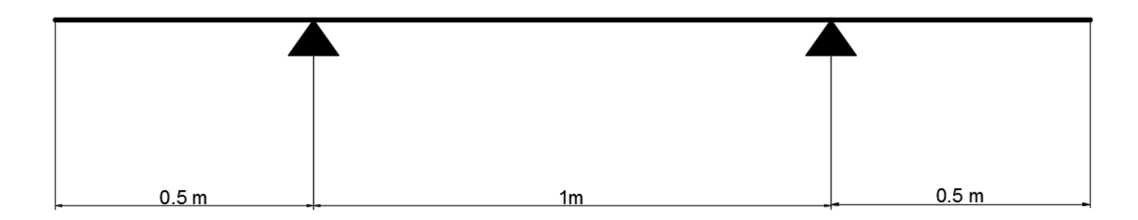


Figure 138 Tramage de la passerelle en treillis

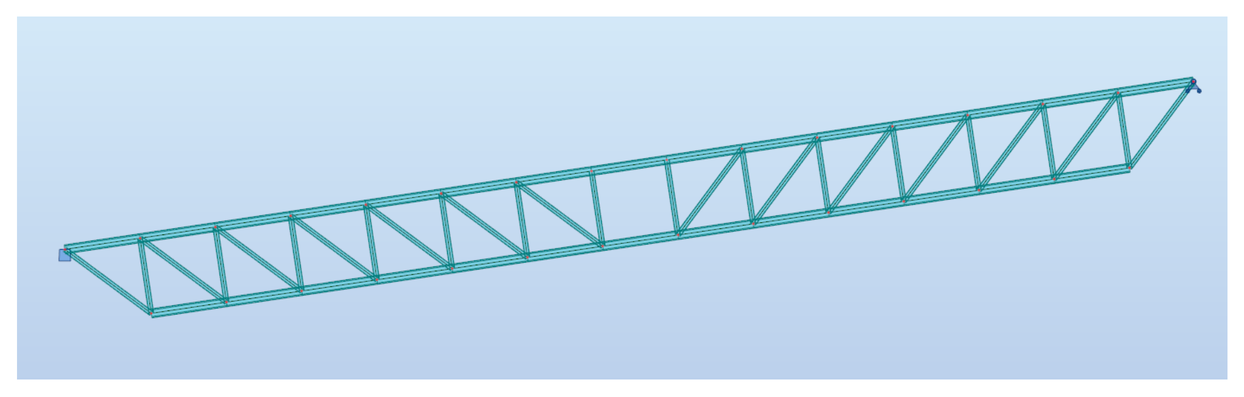


Figure 139: Poutre à treillis Pratt

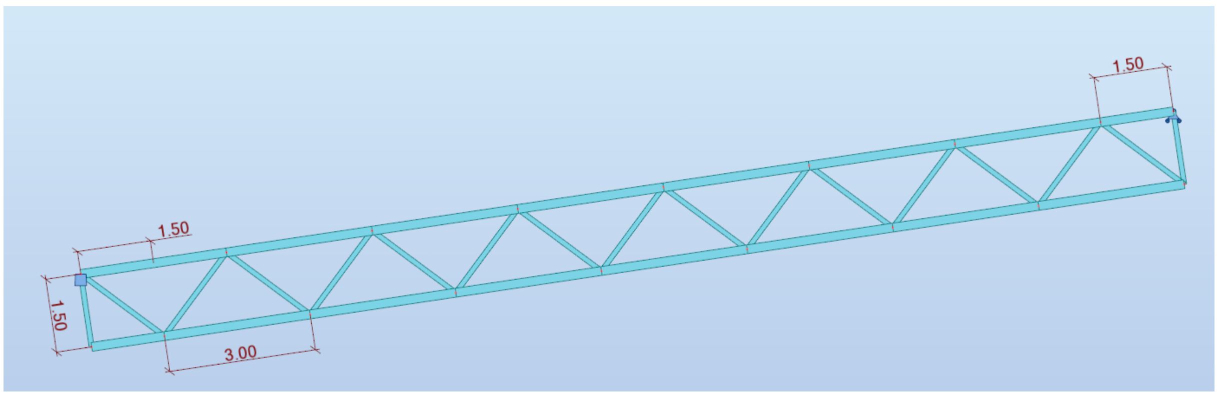


Figure 140: Poutre à treillis Warren sans montant

La longueur de flambement des barres pour ces variantes sera égale :

- 1.5m pour les montants comprimés et ($\sqrt{1.5^2 + 1.5^2} = 2.12\ m$) pour les diagonales
- Dans le plan du treillis à :

  - 1.5 m pour les membrures comprimées du treillis Pratt
  - 3 m pour les membrures comprimées du treillis Warren sans montant

- Hors plan du treillis : Nous allons opter pour des barres de contreventements entre les poutres secondaires pour créer des points fixes et ainsi, la longueur de flambement sera :

  - 1.5 m pour les membrures comprimées du treillis Pratt
  - 3 m pour les membrures supérieures du treillis Warren sans montant

➢ **Choix du profilé :**

Nous avons opté pour des profilés en section carrée vue qu'il présente plusieurs avantages. Noud en citons :

- Lorsque la charge structurale est exercée par le tube, il est réparti uniformément dans tout le périmètre, réduisant le niveau de déformations possibles ;
- Presque tous les paramètres de résistance du tube sont plus élevés que ceux des autres types de métal laminé ;
- Il a les caractéristiques les plus optimales pour une utilisation dans la construction, tout en ayant une haute résistance à la flexion et à la torsion;
- Les tailles de sortie sont diverses.
- Esthétiquement, ils conviennent parfaitement.

Quelque inconvénients s'imposent :

- la difficulté d'effectuer le processus de fabrication du profil, en particulier ceci s'applique aux tubes fabriqués en utilisant la méthode à bord chaud.

- La présence d'une forte susceptibilité à l'impact sur les structures en l'absence d'une protection adéquate des structures métalliques contre les effets des facteurs environnementaux négatifs.

Ce dernier inconvénient est partiellement résolu en utilisant le procédé de galvanisation des produits finis. Le profilé en tube galvanisé est utilisé pour réaliser des structures dans des endroits où un contact permanent avec une humidité et une humidité accrue est possible. L'utilisation du processus de galvanisation peut considérablement prolonger la durée de vie du métal au moins deux fois.

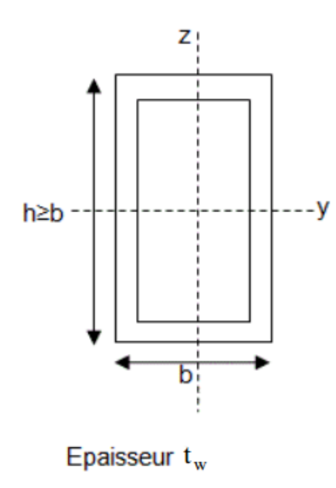


Figure 141 Section du profil rectangulaire creux

- **Calcul et vérification :**

Dans chaque section transversale, la valeur de calcul d'une sollicitation ne doit pas excéder la résistance de calcul correspondante, et si plusieurs sollicitations agissent simultanément, leurs effets combinés ne doivent pas excéder la résistance pour cette combinaison. S'ajoute à cela la vérification de la flèche et des instabilités de forme.
Nous avons opté pour des profilés se classe 1.

➢ Paramètres généraux :

Longueur de la passerelle (m) : L	22.5
largeur (m) : l	2
Epaisseur dalle (cm) : e_d	12
angle d'inclinaison de la passerelle (°)	8.5
espacement entre poutres secondaires (m) : e	1.5 ou 3
ρ béton (kN/m3)	25
Fy (Mpa)	235
γ_{M0}	1.1

Tableau 35: Paramètres de calcul pour la passerelle à treillis

➢ Inventaire des charges :

		kN/m²	kN/ml
charges permanentes	**g1 (revêtement)**	2.5	
	g2 (Poids propre de la dalle)	3	
	garde-corps	-	3
charges exploitation	**q (circulation)**	4	

➢ Descente de charge :

La descente de charges se fera comme suit :

Dalle (charges surfaciques P_S) → Poutre secondaire (charges linéaires P_l)→ Poutre à treillis (charges concentrées P_C au niveau des nœuds).

❖ Pour les nœuds de la travée :

$$P_l = P_s \times e$$

$$P_c = P_l \times \frac{l}{2}$$

❖ Au niveau des nœuds aux extrémités, on divise les charges ci-dessus par 2

Les charges linéaires appliquées sur les poutres à treillis voire le Garde-corps seront directement multipliées par $\frac{e}{2}$ pour les transmettre aux nœuds.

Le tableau ci-dessous résume l'ensemble des charges linéaires appliquées aux poutres secondaires et surfaciques sur les poutres à treillis

		Charges linéaires sur poutres secondaires		charges ponctuelles Sur poutre principale	
		espacement=1.5m	espacement=3 m	espacement=1.5m	espacement=3 m
G	Verticale (centrale)	8.25	16.5	8.25	16.5
	Rive	4.125	8.25	4.125	8.25
	Garde-corps (centrale)			4.5	9
	Garde-corps (rive)			2.25	4.5
Q	Centrale	6	12	6	12
	Rive	3	6	3	6

Tableau 36: Charges linéaires appliquées sur les poutres isostatiques de la passerelle

➢ **Dimensionnement de la poutre secondaire :**

La poutre secondaire est considérée isostatique et sera soumise à la flexion simple. Les combinaisons de charges sont identiques à celles mentionnés auparavant pour les deux autres variantes.

Voici la procédure de calcul selon l'Eurocode 3 :

- Critère de résistance (ELU) :

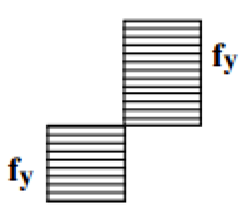
  - *Vérification à la flexion :*

La valeur de calcul du moment de flexion M_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition ci-après:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

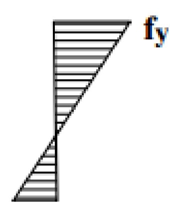
Compte tenu de la notion de classes de sections définie précédemment, la valeur de calcul de la résistance à la flexion pure par rapport à l'un des axes principaux de la section, M_{cRd}, sera déterminée comme suit :

Pour les **classes 1 et 2**, c'est la valeur de calcul de la résistance plastique de la section brute :



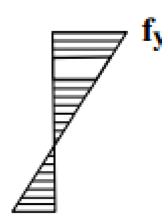
$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Pour une **classe 3**, c'est la valeur de calcul de la résistance élastique de la section brute :



$$M_{élRd} = \frac{W_{él,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Pour une **classe 4**, c'est la valeur de calcul de la résistance élastique de la section efficace :



$$M_{effRd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

W_{pl} : représente le module de flexion plastique de la section transversale brute ;

$W_{él,min}$: représente le module de flexion élastique correspondant à la fibre la plus sollicitée de la section transversale brute ;

$W_{eff,min}$: représente le module de flexion élastique correspondant à la fibre la plus sollicitée de la section transversale efficace (réduite à cause du voilement local) ;

f_y : représente la limite élastique de l'acier ;

γ_{M0} : représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

Les sollicitations de la poutre, sur laquelle ne sont appliquées que les charges linéaires, sont considérées suivant le tableau suivant :

POUTRE	REACTIONS D'APPUIS	EFFORT TRANCHANT	MOMENT FLECHISSANT	FLECHE MAXIMUM
Y_A, Y_B, A, p, B, L	$Y_A = \frac{pL}{2}$ $Y_B = \frac{pL}{2}$	V est maxi sur les appuis: $V = \frac{pL}{2}$	Moment maxi à L / 2: $M_{max} = \frac{pL^2}{8}$	$f_{max} = -\frac{5pL^4}{384EI}$

Tableau 37 sollicitations et flèche d'une poutre isostatique

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivant :

✓ Pour la variante Warren sans montant :

espacement	Pu	Mu (KN.m	Wpl min(cm3)	Wpl catalogue(cm3)	Profilé choisi	A choisie (cm²)	Poids du profilé(Kg/ml)	Ratio	Vérification
3 m	40.28	20.1375	94.2606383	97.6	TUBO 120 x120x 5	22.7	17.8	0.97	vérifiée

Le profilé a été choisi d'après le catalogue suivant :

DIMENSIONS SPÉCIFIÉS		ÉPAISSEUR SPÉCIFIÉ	MASSE LINÉIQUE	AIRE DE LA SECTION TRANSVERSALE	MOMENT D'INERTIE		RAYON DE GIRATION		MODULE ÉLASTIQUE		MODULE PLASTIQUE		MODULE D'INERTIE DE TORSION	MODULE DE TORSION	SURFACE LATÉRALE PAR UNITÉ DE LONGEUR	LONGEUR NOMINALE PAR TONNE	AIRE DE LA SURFACE EXTÉRIEURE PAR MÈTRE
B mm	B mm	T mm	M kg/m	A cm²	I_{xx} cm⁴	I_{yy} cm⁴	i_{xx} cm	i_{yy} cm	W_{elx} cm³	W_{ely} cm³	W_{plx} cm³	W_{ply} cm³	I_t cm⁴	C_t cm³	A_s m²/m	m	A_{vs} m²
100	100	12,5	33,0	42,1	522	522	3,52	3,52	104	104	135	135	878	150	0,368	30,3	87,4
100	100	14,2	36,6	46,6	553	553	3,44	3,44	111	111	146	146	941	158	0,363	27,4	78,0
110	110	3,2	10,6	13,6	257	257	4,35	4,35	46,7	46,7	54,1	54,1	396	68,9	0,432	93,9	318
110	110	4	13,2	16,8	313	313	4,32	4,32	56,8	56,8	66,5	66,5	485	83,7	0,430	75,9	256
110	110	5	16,3	20,7	378	378	4,27	4,27	68,8	68,8	81,2	81,2	592	101	0,427	61,4	206
110	110	6,3	20,2	25,7	456	456	4,21	4,21	83,0	83,0	99,3	99,3	722	121	0,424	49,6	165
110	110	8	25,1	32,0	547	547	4,14	4,14	99,4	99,4	121	121	878	144	0,419	39,9	131
110	110	10	30,6	38,9	637	637	4,05	4,05	116	116	144	144	1.041	168	0,414	32,7	106
110	110	12,5	37,0	47,1	728	728	3,93	3,93	132	132	169	169	1.212	190	0,408	27,1	86,6
110	110	14,2	41,0	52,3	776	776	3,85	3,85	141	141	184	184	1.310	202	0,403	24,4	77,2
120	120	3,2	11,6	14,8	336	336	4,76	4,76	56,0	56,0	64,8	64,8	517	82,8	0,472	85,8	318
120	120	4	14,4	18,4	410	410	4,72	4,72	68,4	68,4	79,7	79,7	635	101	0,470	69,3	255
120	120	5	17,8	22,7	498	498	4,68	4,68	83,0	83,0	97,6	97,6	777	122	0,467	56,0	205
120	120	6,3	22,2	28,2	603	603	4,62	4,62	100	100	120	120	950	147	0,464	45,1	164

✓ Pour la variante Pratt :

Espacement	P_u	Mu (KN.m	Wpl min(cm3)	Wpl catalogue(cm3)	Profilé choisi	A choisie (cm²)	Poids du profilé(Kg/ml)	Ratio	Vérification
1.5 m	20.14	10.06875	47.13031915	53	TUBO 90 x90x 5	16.7	13.1	0.89	vérifiée

Le profilé a été choisi d'après le catalogue suivant :

80	80	3,2	7,63	9,72	95,0	95,0	3,13	3,13	23,7	23,7	27,9	27,9	148	34,9	0,312	131	321
80	80	4	9,41	12,0	114	114	3,09	3,09	28,6	28,6	34,0	34,0	180	41,9	0,310	106	258
80	80	5	11,6	14,7	137	137	3,05	3,05	34,2	34,2	41,1	41,1	217	49,8	0,307	86,5	208
80	80	6,3	14,2	18,1	162	162	2,99	2,99	40,5	40,5	49,7	49,7	261	58,7	0,304	70,2	167
80	80	8	17,5	22,4	189	189	2,91	2,91	47,3	47,3	59,5	59,5	312	68,2	0,299	57,0	134
80	80	10	21,1	26,9	214	214	2,82	2,82	53,5	53,5	69,3	69,3	360	76,7	0,294	47,3	109
80	80	12,5	25,2	32,1	234	234	2,70	2,70	58,6	58,6	78,9	78,9	403	83,6	0,288	39,7	89,7
90	90	3,2	8,64	11,0	137	137	3,53	3,53	30,5	30,5	35,7	35,7	213	45,0	0,352	116	320
90	90	4	10,7	13,6	166	166	3,50	3,50	37,0	37,0	43,6	43,6	260	54,2	0,350	93,7	257
90	90	5	13,1	16,7	200	200	3,45	3,45	44,4	44,4	53,0	53,0	315	64,8	0,347	76,1	207
90	90	6,3	16,2	20,7	238	238	3,40	3,40	53,0	53,0	64,3	64,3	382	77,0	0,344	61,6	166
90	90	8	20,1	25,6	281	281	3,32	3,32	62,6	62,6	77,6	77,6	459	90,5	0,339	49,9	133

- *Vérification au cisaillement :*

Résistance de la section transversale :

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$\frac{V_{Ed}}{Vc,Rd} \leq 1$$

où V_{cRd} est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement, égale à *la résistance plastique* au cisaillement V_{plRd} ou à *la résistance élastique* au cisaillement calculée sur base d'une distribution élastique des contraintes.

Remarque : ce critère suppose que la vérification du voilement par cisaillement n'a pas lieu d'être appliquée.

Calcul élastique :

Cette vérification par la <u>méthode élastique</u> place en sécurité étant donné qu'elle exclut toute distribution plastique partielle des contraintes de cisaillement, ce qui est autorisé dans le calcul élastique. Par conséquent, il convient de ne l'effectuer que lorsque la vérification sur base de la résistance plastique au cisaillement ne peut être faite.



Calcul plastique :

Compte tenu des observations effectuées sur la distribution élastique des contraintes de cisaillement, il est logique d'admettre qu'une section en I, H, ou U périra par cisaillement plastique, sous un effort tranchant ultime parallèle à son âme et en l'absence de voilement par cisaillement, lorsqu'il règnera dans toute la zone de cette âme, une contrainte égale à la limite élastique au cisaillement de l'acier :

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

La valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement dans ce type de section (ou effort tranchant plastique sera donnée par :

$$V_{plRd} = \frac{A_v \cdot \tau_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec A_V : l'aire de cisaillement.

L'aire de cisaillement A_V dépend de la forme de la section transversale et de la direction de l'effort. L'EC3 propose les formules suivantes :

Profils creux rectangulaires laminés d'épaisseur uniforme	Effort tranchant parallèle à la hauteur	Ah/(b+h)	h b
	Effort tranchant parallèle à la largeur	Ab/(b+h)	b h

Nous allons utiliser le calcul plastique vue qu'on a opté pour des sections de classe 1. Voici les résultats de calcul :

- ✓ Pour la variante Warren sans montant:

espacement	Pu	Vu (KN.m)	τy(MPa)	Profilé choisi	A choisie (cm²)	Av(cm²)	Vplrd	Ratio	Vérification
1.5 m	20.14	20.1375	135.6773133	TUBO 90 x90x 5	16.7	8.35	102.9914151	0.2	vérifiée

- ✓ Pour la variante Warren avec montant et Pratt :

Espacement	Pu	Vu (KN.m)	τy(MPa)	Profilé choisi	A choisie (cm²)	Av(cm²)	Vplrd	Ratio	Vérification
3 m	40.28	40.275	135.6773133	TUBO 120 x120x 5	22.7	11.35	139.9943187	0.29	vérifiée

Remarque :

Pour les âmes dépourvues de raidisseurs intermédiaires, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée conformément à l'EN 1993-1-5, si :

$$\frac{h}{tw} > 72\boldsymbol{\varepsilon}$$

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixation dans la vérification de la résistance au cisaillement sauf au niveau des zones d'attache comme indiqué dans l'EN 1993-1-5.

Lorsque l'effort tranchant est combiné avec un moment de torsion, il y a lieu de réduire la résistance plastique V_{plRd} au cisaillement.

Pour notre cas, le voilement n'est pas à vérifier. En effet :

$$\frac{90}{5} = 18 < \frac{120}{5} = 24 < 72\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{72}$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1\ car\ f_y = 235\ MPa$$

- Critère de flèche (ELS) :

Le Tableau suivant rappelle brièvement les valeurs ordinaires :

	f_{max}	f_2
Toiture en générale	L/200	L/250
Patio et plancher	L/250	L/350

Tableau 38 Les flèches admissibles

Le calcul de la flèche de la poutre isostatique est donné par le tableau des sollicitations et flèche. Le tableau ci-dessous résume les résultats :

Vérification de la flèche				
Profilé	P_{ser} (KN)	f (mm)	f_{max}(mm)	Vérification
TUBO 90 x90x 5	14.25	0.44	4	Vérifiée
TUBO 120 x120x 5	28.5	0.35		Vérifiée

➢ **Dimensionnement des membrures :**

- Critère de résistance de la section transversale (ELU) :

Les membrures supérieures sont soumises à la compression et celles inférieures à la traction. Ainsi, nous allons les dimensionner sous l'effort normal auquel elles sont soumises.

La valeur de calcul de l'effort normal N_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition ci-après:

$$\frac{N_{ED}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

La valeur de calcul de la résistance à la compression uniforme Nc,Rd correspond à la charge limite plastique pour la plupart des sections, sauf pour celles susceptibles de subir une réduction de capacité à cause du voilement local. Elle doit être déterminée en fonction des classes :

Pour les sections transversales de classes 1, 2, 3 :

$$N_{cRd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

Et pour une de classes 4 :

$$N_{cRd} = \frac{A_{eff}\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

- ❖ A représente l'aire brute de la section transversale ;
- ❖ A_{eff} représente l'aire efficace de la section transversale ;
- ❖ f_y représente la limite élastique de l'acier ;
- ❖ γ_{M0} représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier.

Remarque :

- *Vue le fait qu'on optera pour des assemblages boulonnés, ce calcul est valable aussi bien pour la compression que pour la traction.*
- *Les résultats seront extraits directement du logiciel.*

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux et les figures ci-dessous :

⇨ Pratt :

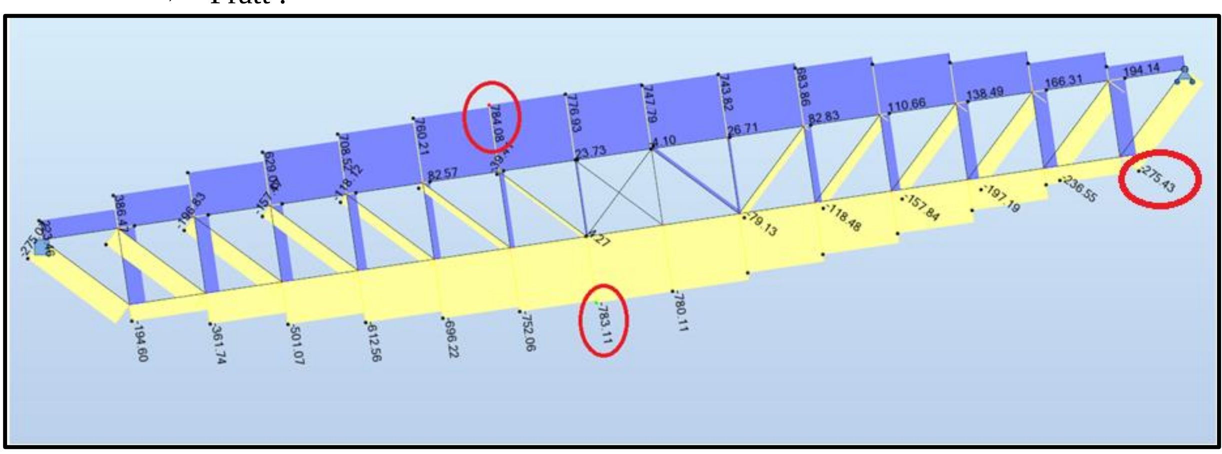


Figure 142: Diagramme des efforts normaux des barres :treillis Pratt

	Barre	N_u (KN)	section calculée (cm²)	Profilé choisi	Section choisie (cm²)	**σ** (MPa)	Vérification	Poids	N_{cr} (KN)	Ratio
Membrures inférieures	Au milieu	783.1	36.72	**TUBO 180 x 180 x 6**	**40.83**	211.33	**vérifiée**	32.05	872.3	89.93
Membrures supérieures	Au milieu	784.1	36.67	**TUBO 180 x 180 x 6**	**40.83**	211.07	**vérifiée**		872.3	89.82

Tableau 39:Résultats de calcul des membrures les plus sollicitées pour le treillis Pratt

	Barre	N_u (KN)	section calculée (cm²)	Profilé choisi (cm²)	Section choisie (cm²)	**σ** (MPa)	Vérification	Poids Kg/ml	N_{cr} (KN)	Ratio
diagonale + Montant	Au voisinage de l'appui	275.43	12.9	**TUBO 100 x 100 x 5**	**16.36**	202.6	**vérifiée**	14.41	319.4	86.23

Tableau 40:Résultats de calcul des diagonales les plus sollicitées : treillis Pratt

⇨ Warren sans montant :

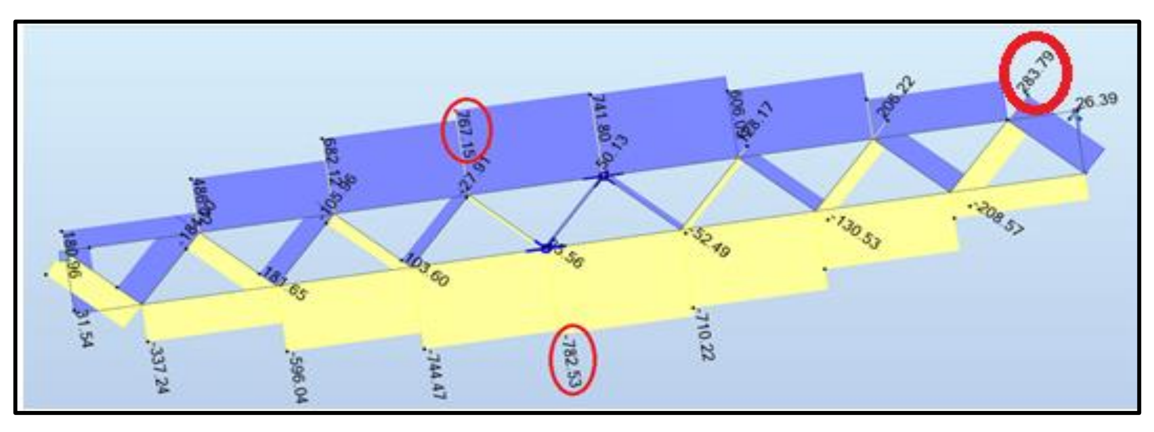


Figure 143: Diagramme des efforts normaux des barres : treillis Warren sans montant

	Barre	N_u (KN)	section calculée (cm²)	Profilé choisi	Section choisie (cm²)	**σ** (MPa)	Vérification	Poids (Kg/ml)	N_{cr} (KN)	Ratio
Membrures inférieures	Au milieu	782.3	35.91	**TUBO 180 x 180 x 6**	**40.83**	206.68	**vérifiée**	32.05	872.28	87.95
Membrures supérieures	Au milieu	767.5	36.63	**TUBO 180 x 180 x 6**	**40.83**	210.82	**vérifiée**		872.28	89.71

Tableau 41: Résultats des membrures les plus sollicitées : Warren sans montant

	Barre	N_u (KN)	section calculée (cm²)	Profilé choisi	Section choisie (cm²)	**σ** (MPa)	Poids Kg/ml	Vérification	N_{cr} (KN)	Ratio
diagonale + Montants de rive	Au voisinage de l'appui	283.8	13.28	**TUBO 90 x 90 x 5**	**16.36**	190.81	12.84	**vérifiée**	349.5	81.2

Tableau 42: Résultats des diagonales les plus sollicitées : Warren sans montant

Les choix des profilés est fait à partir du catalogue des profilés :

DIMENSION EXTÉRIEURE mm	ÉPAISSEUR mm	MASSE LINÉIQUE kg/m	AIRE DE SECTION TRANSVERSALE cm2	MOMENT D'INERTIE DE FLEXION cm4	RAYON DE GIRATION cm
140 x 140	5	20,69	26,36	790,52	5,48
	6	24,52	31,23	920,38	5,43
150 x 150	3	13,70	17,40	623	5,98
	4	18,01	22,95	807,78	5,93
	5	22,26	28,36	982,07	5,89
	6	26,40	33,63	1145,84	5,84
160 x 160	4	19,27	24,55	987,13	6,34
	5	23,83	30,36	1202,30	6,29
	6	28,28	36,03	1405,41	6,25
180 x 180	4	21,78	27,75	1421,69	7,16
	5	26,97	34,36	1736,79	7,11
	6	32,05	40,83	2036,42	7,06
	8	41,48	52,84	2545,74	6,94
100 x 100	3	8,96	11,41	177,04	3,94
	4	11,73	14,95	226,34	3,89
	5	14,41	18,36	271,09	3,84
90 x 90	3	8,01	10,21	127,28	3,53
	4	10,48	13,35	161,91	3,48
	5	12,84	16,36	192,92	3,43

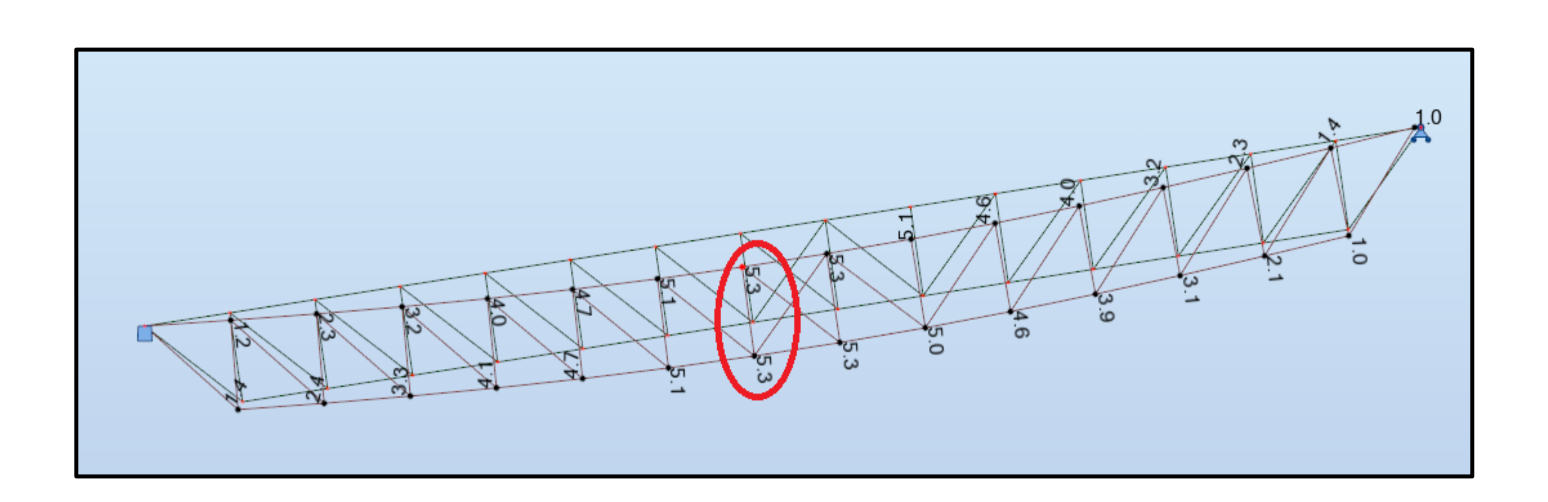
Tableau 43: catalogue des profilés à section rectangulaire creuse

- Critère de flèche (ELS) :

La flèche sera donnée par le logiciel ROBOT et comparée avec la flèche admissible :

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{22.5}{250} = 9\ mm$$

⇨ Pratt



⇨ Warren sans montant

Figure 145: flèche du treillis Warren sans montant

- Vérification au flambement :

On étudie ici le flambement **par flexion** d'une barre simplement comprimée (pas de sollicitation en flexion simultanée).

Pour calculer l'effort maximal admissible, il est nécessaire de connaître :

- Les caractéristiques de la section (aire A, inerties de flexion I)
- Les propriétés du matériau (module d'Young E et limite élastique f_y)
- Mes conditions limites qui permettent de déduire la longueur de flambement L_{cr}.

L'inéquation à vérifier s'écrit : $N \leq N_{b,Rd} = \chi \; \boldsymbol{x} \; \boldsymbol{\beta_A} \; \boldsymbol{x} \; \boldsymbol{A} \; \boldsymbol{x} \; \frac{\boldsymbol{f_y}}{\boldsymbol{\gamma_{M1}}}$

(Selon §6.3.1.1 (6.47) et (6.48) NF EN 1993-1-1 d'octobre 2005)

Avec :

N	**effort normal de compression**	**-**
χ	coefficient de réduction	donné par abaque en fonction de la courbe de flambement et de l'élancement réduit ou analytiquement
βA	coefficient des sections transversales	***β_A =1 pour les sections de classes*** 1 à 3
		$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ pour les sections de classe 4 (A_{eff} = aire efficace)
A	section brute (section calculée avec les dimensions nominales sans déduction des trous éventuels)	cf caractéristiques de la section étudiée

Détermination du coefficient de réduction χ_{LT} :

*Méthode graphique

Il est déterminé par la courbe de flambement donnée en annexe. Il faut donc connaître l'élancement réduit qui se définit par la formule suivante :

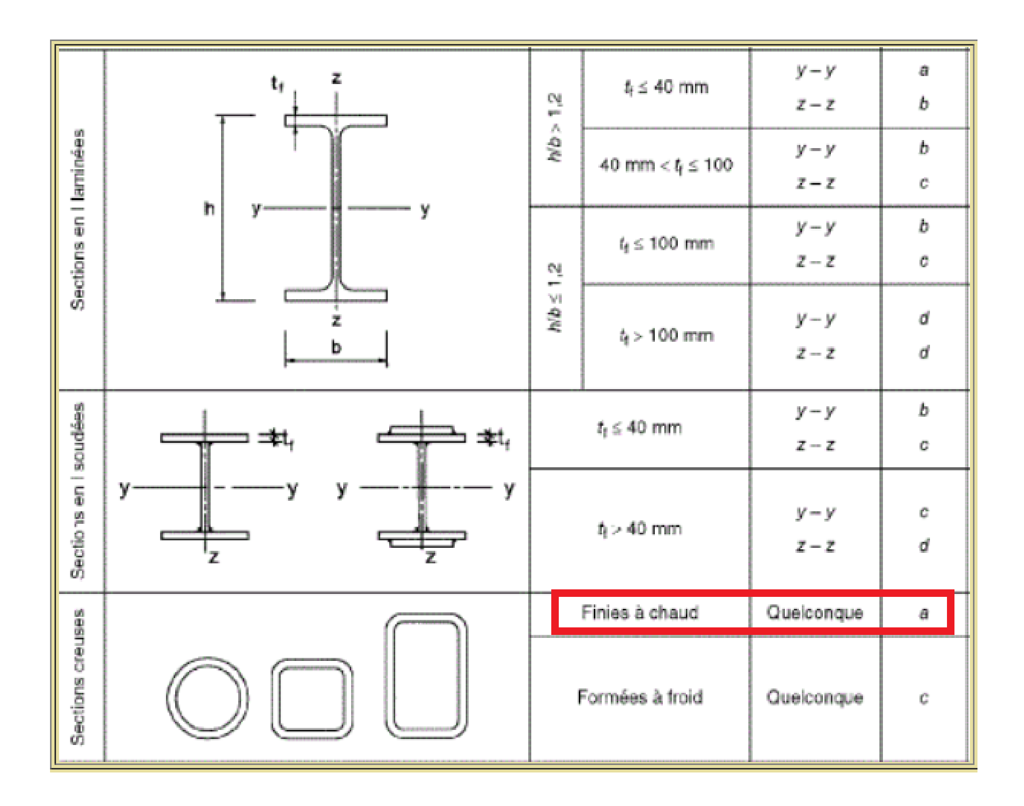
$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\Pi} x \sqrt{\frac{A}{I_z}} x \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \sqrt{A \, x \frac{f_y}{N_{cr}}} \quad (EC3) \qquad avec: N_{cr} = \Pi^2 x \, E \, x \frac{I_z}{L_{cr}^2}$$

Pour rappel, la longueur de flambement se déduit de la longueur de l'élément étudié et des conditions limites :

Liaison extrémités	Longueur de flambement Lcr
	$L_{cr} = 1 \times L$
	$L_{cr} = 0,5 \times L$
	$L_{cr} = 0,7 \times L$
	$L_{cr} = 2 \times L$

Tableau 44:Les longueurs de flambement pour les types de liaison aux extrémités

Enfin, pour lire le coefficient de réduction χ, il est nécessaire de connaître la courbe à lire (a0, a, b, c ou d). Il faut alors se référer au tableau 6.2 de l'Eurocode EN 1993-1-1 pour le savoir. Pour les cornières (L), il s'agit de la courbe b. Pour les U, les T et sections pleines (ronds ou rectangulaires), il s'agit de la courbe c. Pour les profilés en H ou I, cela dépend du matériau, de la géométrie de la section (hauteur, largeur et épaisseur des ailes) et enfin de l'axe de flambement (y-y ou z-z).



Sections en I laminées	$h/b > 1,2$	$t_f \le 40$ mm	$y-y$ $z-z$	a b
		$40 \text{ mm} < t_f \le 100$	$y-y$ $z-z$	b c
	$h/b \le 1,2$	$t_f \le 100$ mm	$y-y$ $z-z$	b c
		$t_f > 100$ mm	$y-y$ $z-z$	d d
Sections en I soudées		$t_f \le 40$ mm	$y-y$ $z-z$	b c
		$t_f > 40$ mm	$y-y$ $z-z$	c d
Sections creuses		Finies à chaud	Quelconque	a
		Formées à froid	Quelconque	c

Figure 146 Courbes de flambement affectées aux sections

*Méthode analytique :

$$\frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$avec$: $$\boldsymbol{\Phi_z} = \mathbf{0.5}\left(\mathbf{1} + \boldsymbol{\alpha}(\bar{\boldsymbol{\lambda}}_z - \mathbf{0.2}) + \bar{\boldsymbol{\lambda}}_z^2\right)$$

Et $$\boldsymbol{\alpha} = \mathbf{0.21}\ (\textbf{\textit{Profilé laminé}})$$

Remarque *:*

Le flambement peut ne pas être calculé si : $\bar{\lambda} \leq 0.2$

Les résultats de calcul sont donnés par les figures et les tableaux ci-dessous :

La vérification dans le plan et hors plan est la même.

+ Rappel des caractéristiques des profilés :

		Profilé	A (cm²)	Iz (cm4)	Lcr (m)
Pratt	Membrures	**TUBO 180 x 180 x 6**	40.83	2036.42	3
	Montants	**TUBO 100 x 100 x 5**	18.36	271.09	1.5
Warren	Membrures	**TUBO 180 x 180 x 6**	40.83	2036.42	3
	Diagonales	**TUBO 90 x 90 x 5**	16.36	192.92	2.12

Tableau 45: Caractéristiques des profilés pour le calcul du flambement

⇨ Pratt :

Pour cette conception, seules les membrures supérieures et les montants sont comprimés.

	$N_{Cr,z}$ (KN)	**λ réduit**	**α**	**Φ_z**	**χ_z**	**$N_{b,rd}$ (KN)**	**N_u (KN)**	**Taux de travail**	**Vérification**
Membrures supérieurs	18758	0.23	0.21	0.53	0.99	867.26	784.41	0.90	Vérifié
Montants tendus	2084.6	0.41	0.21	0.61	0.95	303.42	118.12	0.41	Vérifié

Tableau 46:Rrésultats de flambement pour les membrures et les montants du treillis Pratt

Détermination de χ_Z par la méthode graphique :

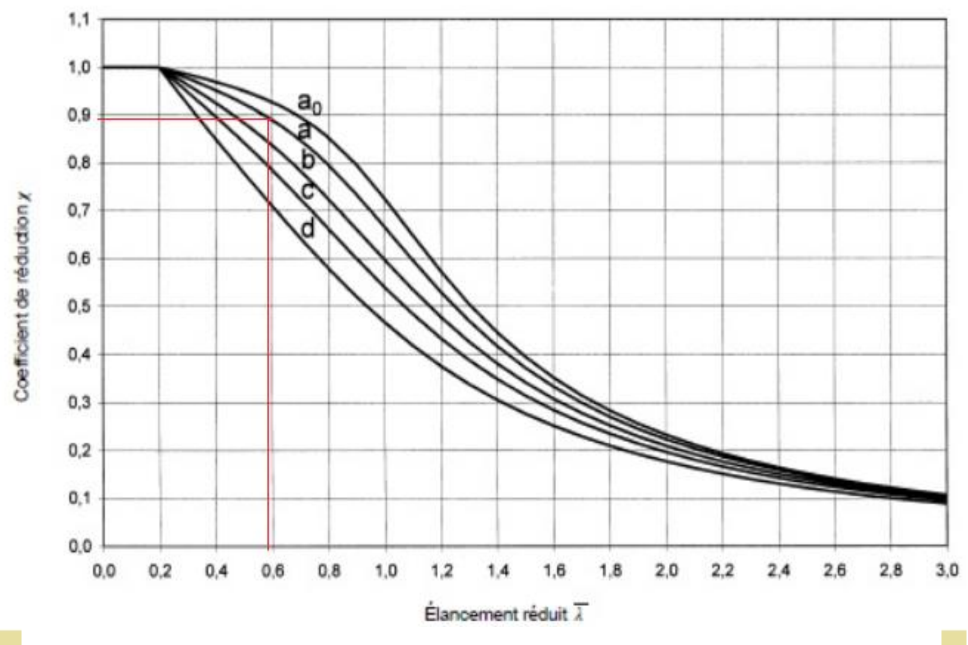




Figure 147: Courbe de flambement pour les membrures supérieures du treillis Pratt

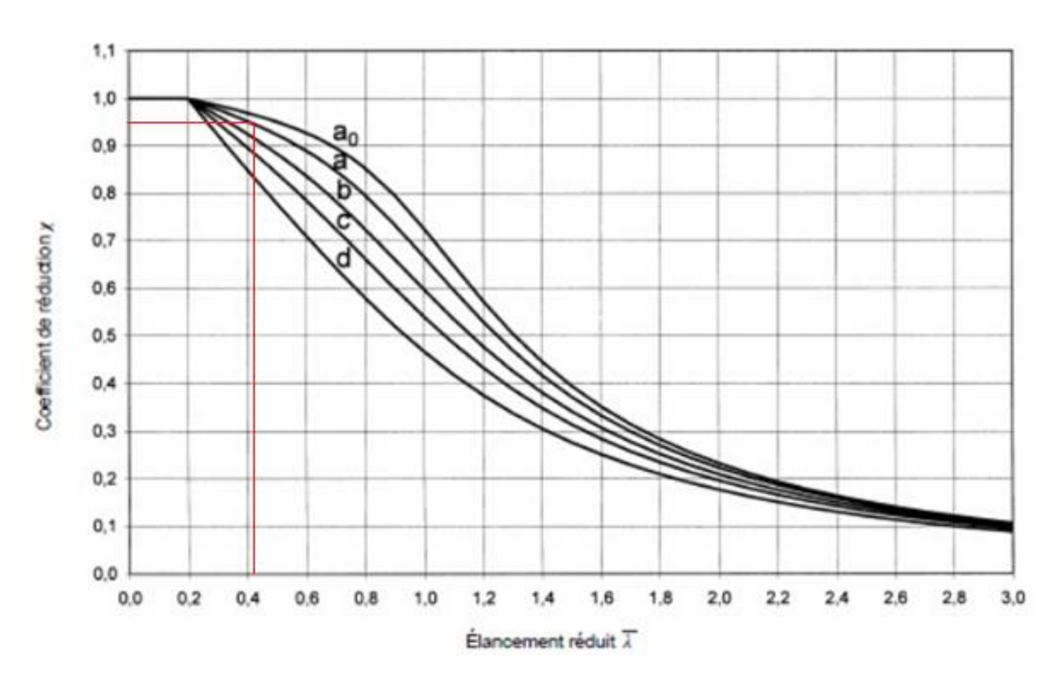


Figure 148:Courbe de flambement pour les montants du treillis Pratt

⇨ Warren sans montant :

Seules les membrures supérieures et les diagonales sont comprimées.

+Rappel des caractéristiques des profilés :

	$N_{Cr,z}$ (KN)	λ réduit	α	Φ_z	X z	$N_{b,rd}$ (KN)	Nu(KN)	Taux de travail	Vérification
Membrures supérieurs	4689.69	0.45	0.21	0.63	0.94	818.59	782.53	0.96	vérifié
Diagonales	888.55	0.66	0.21	0.76	0.87	302.92	283.79	0.94	vérifié

Tableau 47: Résultats de flambement pour les membrures et les diagonales du treillis Warren sans montant

Détermination de χ_Z par la méthode graphique :

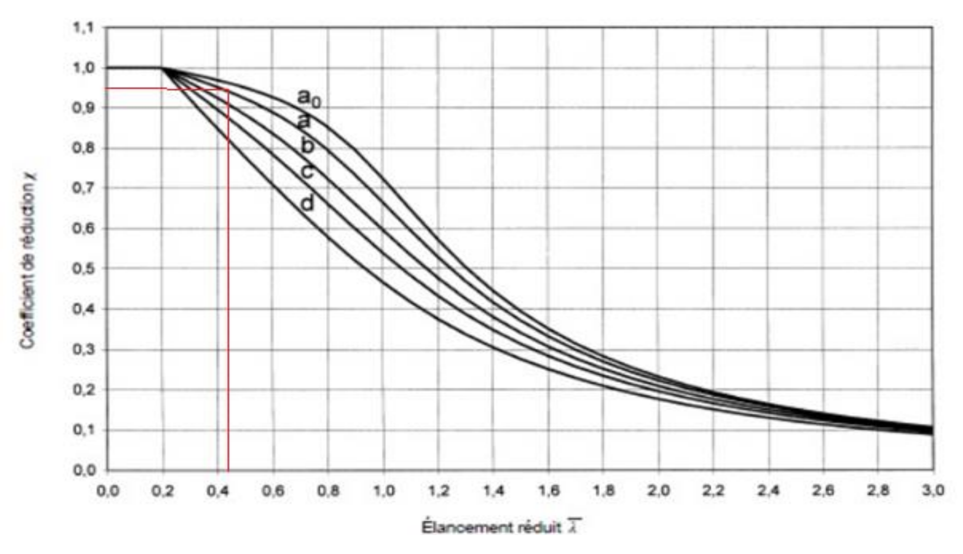


Figure 149 : Courbe de flambement pour les membrures supérieures du treillis Warren sans montant

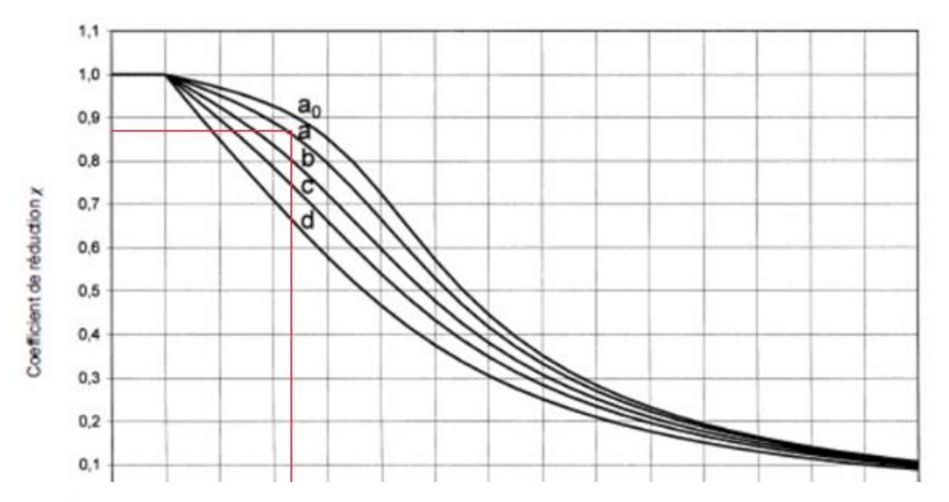


Figure 150: Courbe de flambement pour les diagonales du treillis Warren sans montant

Conclusion :

Le choix optimal pour la passerelle à treillis est *le treillis Warren sans montant* ***car il présente le poids le plus réduit et donc le moins cher :***

	Poids total (KG)
Warren sans montant	4120.78
Pratt	6987.45

Résumé des résultats du poids propre total de la passerelle pour les trois variantes :

- **Pour le plancher non collaborant avec des profilés en HEA650**

Profilé	Poids (Kg/ml)	Poids total de la variante (Kg)	Ratio
HEA 650	190	8550	0.94

- **Pour le plancher collaborant avec des profilés en HEA500**

Profilé	Poids (Kg/ml)	Poids total de la variante (Kg)	Ratios	
HEA 500	159	7155	Ratio mi- travée	32.36
			Ratio appui	85.41

- **Pour le plancher collaborant avec des profilés en HEA500**

	Poids total	ratio des membrures sup	ratio des membrures inf	ratio des diagonales	ratio des montants
Warren sans montant	4120	89.71	87.95	82.96	82.96

2-5- Analyse multicritère :

Pour comparer les différentes variantes de la passerelle, nous avons opté pour la méthode AHP (Analytic Hierarchy Process). En effet, cette méthode repose sur trois principes :

- La structuration hiérarchique : décomposition du problème en sous problèmes.
- La structuration des priorités : classement des éléments selon leur importance relative.
- La cohérence logique : les éléments sont regroupés et classés de façon logique.

Pour un projet de construction, l'AHP se base principalement sur quatre critères :

- Architectural ;
- Financier ;
- Technologique ;
- Technique.

Afin d'unifier l'évaluation de ses critères entre eux, il faut prendre en compte la priorité de chacun en multipliant par un coefficient adéquat. Par conséquent, ils doivent être classés selon une arborescence hiérarchique qui convient au maître d'ouvrage et qui est résumée dans l'organigramme suivant :

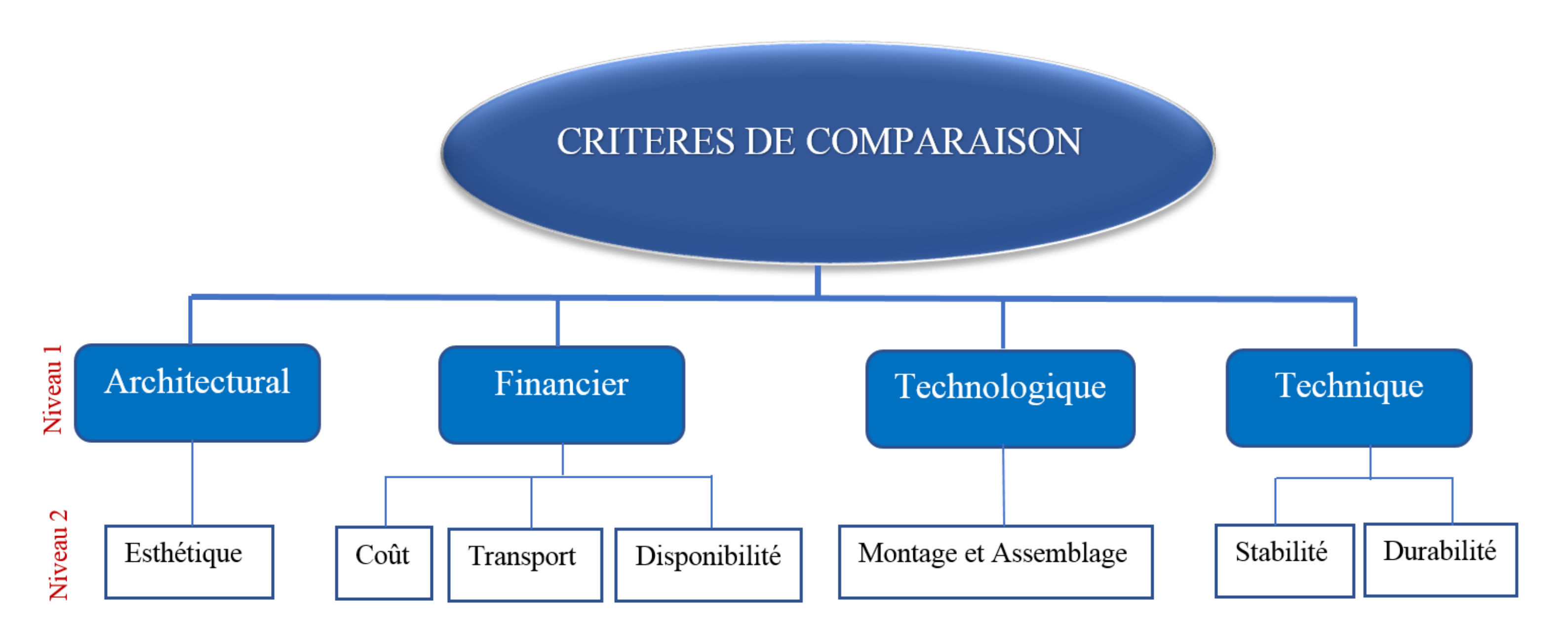


Figure 151: Organigramme des critères de comparaison de l'analyse multicritère

Afin d’évaluer chaque critère pour les trois variantes de la passerelle, une description dans notre contexte s’impose. Le tableau suivant explicite le rôle de chaque sous-critère (de niveau 2):

Critère	Sous-critère	Description
Architectural	Esthétique	La seule condition exigée par l'architecte sur les poutres porteuses est que leur hauteur ne doit pas excéder 1.5m, qui correspond à celle du garde-corps (sous plancher)
Financier	Disponibilité	- Il est relativement élevé dans le contexte marocain la matière nécessite l’acheminement de la charpente depuis l’étranger ce qui augmente le coût de l’ouvrage
	Transport	La longueur d'un élément ne doit pas dépasser 12 à 15m et une largeur de 2m. Dans notre cas, toutes les poutres peuvent être divisées en deux puis transportées et assemblées sur chantier. Remarque : la poutre treillis ne doit pas être coupée au niveau des nœuds.
	Coût	- Il est inhérent au poids de la variante - les profilés sont exportés ce qui augmente le coût
Technologie	Montage et Assemblage	- Le montage de treillis nécessite deux câbles de levage pour membrures supérieures et inférieures, tandis que pour les autres un seul suffit - Les systèmes hyperstatiques sont difficiles à monter par rapport aux systèmes isostatiques
Technique	Durabilité	Les tubes sont plus durables que les HE car : + la surface d'impact du vent des tubes est moins importante ; + les HE possèdent des bords qui compliquent la galvanisation et favorise la corrosion (localisée généralement dans leurs angles vifs)
	Stabilité	+ Pour la dalle mixte, les nervures de la tôle jouent à la fois le rôle de coffrage, d'armatures inférieures et d'entretoises pour absorber le déversement '+ Pour les autres variantes, un contreventement est nécessaire pour supporter les charges sismiques

En se basant sur la méthode AHP (*Analytic Hierarchy Process*), nous allons comparer chaque niveau et enfin prendre leur interaction :

Comparaison du niveau 1 :

Sur le tableau ci-dessus, les critères du niveau 1 sont classés par ordre de priorité relative au maître d'ouvrage. Ainsi, nous avons construit une matrice [A] = $(a_{ij})_{1 \leq i,j \leq 4}$ de comparaison de ces critères :

Matrice A de comparaison entre les critères du niveau 1				
	Architecture	**Finance**	**Technologie**	**Technique**
Architecture	1.00	1.33	2.00	4.00
Finance	0.75	1.00	1.50	3.00
Technologie	0.50	0.67	1.00	2.00
Technique	0.25	0.33	0.50	1.00

Afin de déterminer le vecteur de priorité [C] de la matrice [A], il faut déterminer les éléments de la matrice [B] définis par :

Pour $1 \leq i , j \leq 4$ $b_{ij} = \frac{a_{ij}}{\sum_{k=1}^{4} a_{kj}}$

Ainsi, le vecteur [C] = $\begin{pmatrix} C_{1,niv1} \\ C_{2,niv1} \\ C_{3,niv1} \\ C_{4,niv1} \end{pmatrix}$ se calcule comme suit :

$$[C] = \left(\frac{\sum_{j=1}^{4} b_{ij}}{\sum_{i=1}^{4} \sum_{j=1}^{4} b_{ij}} \right) = \begin{pmatrix} 0.4 \\ 0.3 \\ 0.2 \\ 0.1 \end{pmatrix}$$

Comparaison du niveau 2 :

- Architecture :

  - Critère d'esthétique :

	Variante 1	**Variante 2**	**Variante 3**	**[C] Esthétique**
Variante 1	1	1	0.5	**0.25**
Variante 2	1	1	0.5	**0.25**
Variante 3	2	2	1	**0.50**

- Finance :
  - ➢ Critère disponibilité :

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	[C] disponibilité
Variante 1	1	2	1	**0.40**
Variante 2	0.5	1	0.5	**0.20**
Variante 3	1	2	1	**0.40**

  - ➢ Critère de transport :

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	[C] transport
Variante 1	1	1	1	**0.33**
Variante 2	1	1	1	**0.33**
Variante 3	1	1	1	**0.33**

  - ➢ Critère de coût :

Comme précisé précédemment, ce critère est lié au poids propre des profilés choisis pour chaque variante :

	Profilé	Poids total de la variante (Kg)
Variante 1	HEA 650	8550
Variante 2	HEA 500	7155
Variante 3	Treillis (Warren sans montant)	4121

Ce tableau nous permet de comparer le coût de chaque variante :

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	[C] coût
Variante 1	1	0.5	0.33	**0.17**
Variante 2	2	1	0.67	**0.33**
Variante 3	3	1.5	1	**0.50**

- Technologie :
  - Critère de montage et d'assemblage :

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	[C] Montage et assemblage
Variante 1	1	1.5	3	**0.50**
Variante 2	0.67	1	2	**0.33**
Variante 3	0.33	0.5	1	**0.17**

- Technique :
  - Critère de durabilité :

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	[C] durabilité
Variante 1	1	1	0.5	**0.25**
Variante 2	1.00	1	0.5	**0.25**
Variante 3	2.00	2	1	**0.50**

  - Critère de stabilité :

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	[C] stabilité
Variante 1	1	0.5	0.5	**0.20**
Variante 2	2.00	1	1	**0.40**
Variante 3	2.00	1	1	**0.40**

- **Synthèse des résultats :**

Pour chaque variante, il faut utiliser les tableaux de comparaison du niveau 2 et les liés aux critères du niveau 1 en multipliant par leur coefficient de priorité de la matrice [C], ce qui nous mène vers les résultats suivants :

	Architecture	Finance	Technologie	Technique	[S] Score (%)
Variante 1	0.1	0.09	0.10	0.02	**31.25**
Variante 2	0.1	0.09	0.07	0.03	**28.58**
Variante 3	0.2	0.12	0.03	0.05	**40.17**

D'après les résultats estimés selon la méthode d'AHP, nous recommandons la variante qui a le meilleur score c'est-à-dire la **Variante 3**, qui correspond à la passerelle avec poutre en treillis.

2-6- Contreventement de la variante recommandée :

Comme a été mentionné auparavant, on va opter pour des barres de contreventements entre les poutres isostatiques afin de Créer des points fixes au niveau des membrures supérieures et diminuer ainsi leur longueur de flambement.

D'autre part, la conception des ossatures métalliques est souvent « flexible », ce qui peut s'accompagner sous séisme d'une instabilité de forme, alors que la capacité de résistance n'est pas épuisée. Afin de limiter ces déformations, on sera amené à raidir notre passerelle par des contreventements appropriés.

Les barres de contreventements seront modélisées et dimensionnées dans le modèle tout entier du bâtiment pour vérifier sa stabilité globale.

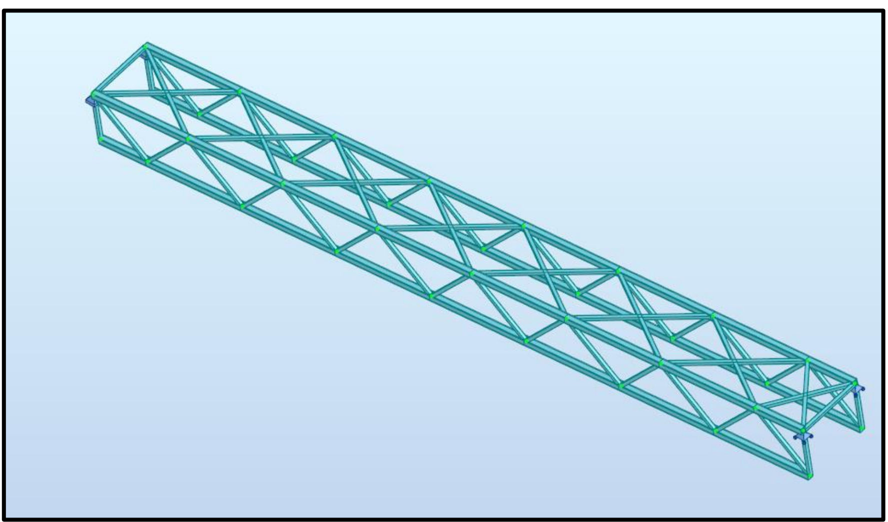
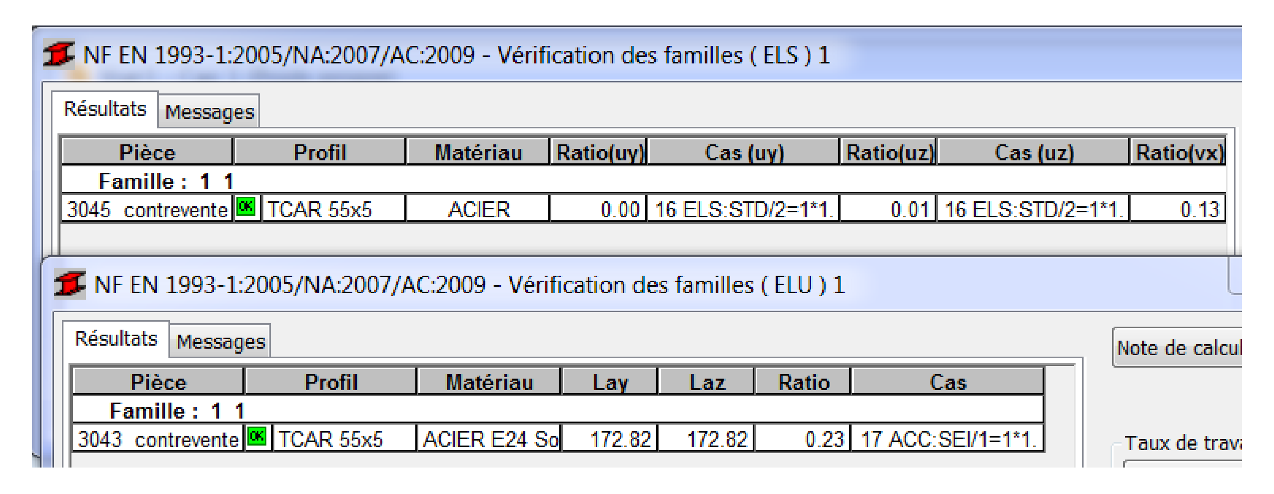


Figure 152: Vue de la passerelle contreventée

Les résultats de calcul sont comme suit :



NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des familles (ELS) 1

Résultats | Messages

Pièce		Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)
Famille : 1 1								
3045 contrevente	OK	TCAR 55x5	ACIER	0.00	16 ELS:STD/2=1*1.	0.01	16 ELS:STD/2=1*1.	0.13

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des familles (ELU) 1

Résultats | Messages

Note de calcul

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 1							
3043 contrevente	OK	TCAR 55x5	ACIER E24 So	172.82	172.82	0.23	17 ACC:SEI/1=1*1.

Taux de trava

Figure 153: Résultats de calcul des barres de contreventement de la passerelle

2-7- Conception finale de la passerelle retenue :

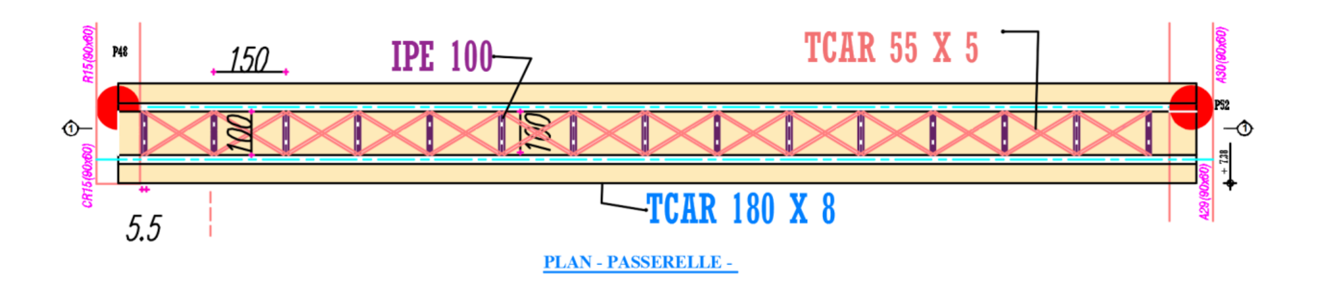


Figure 154: Vue plane de la passerelle à treillis Warren sans montant

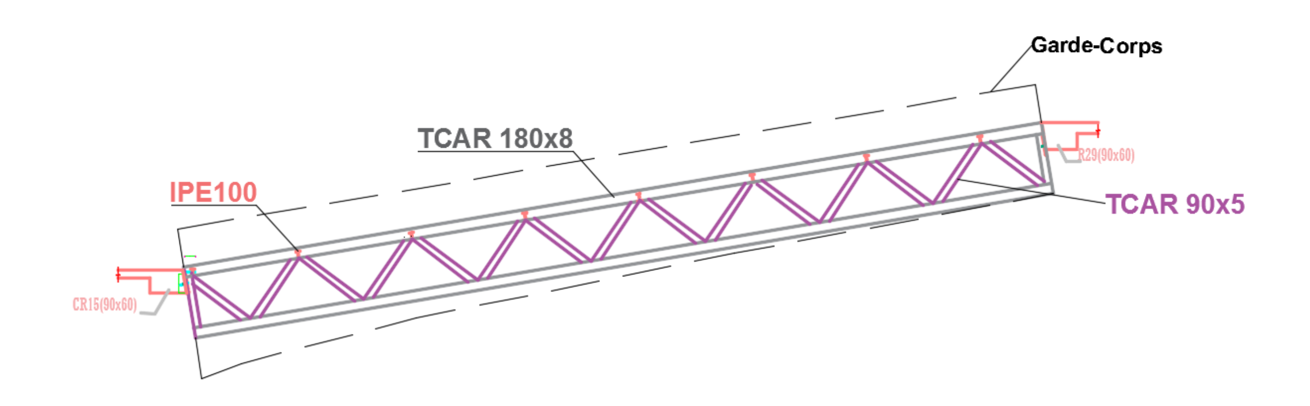
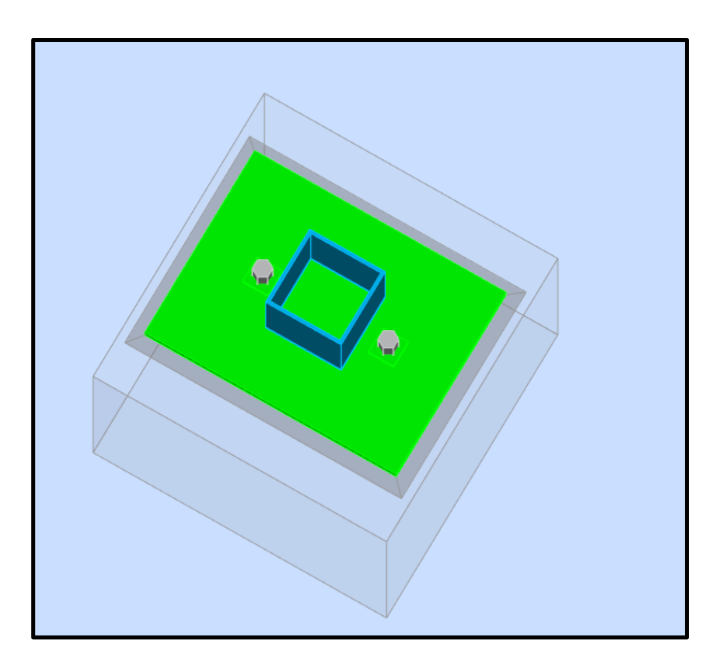


Figure 155: Coupe 1-1 de la poutre à treillis Warren sans montant en élévation

*

2-8- Assemblage des barres du treillis :

- Appuis : (articulés)



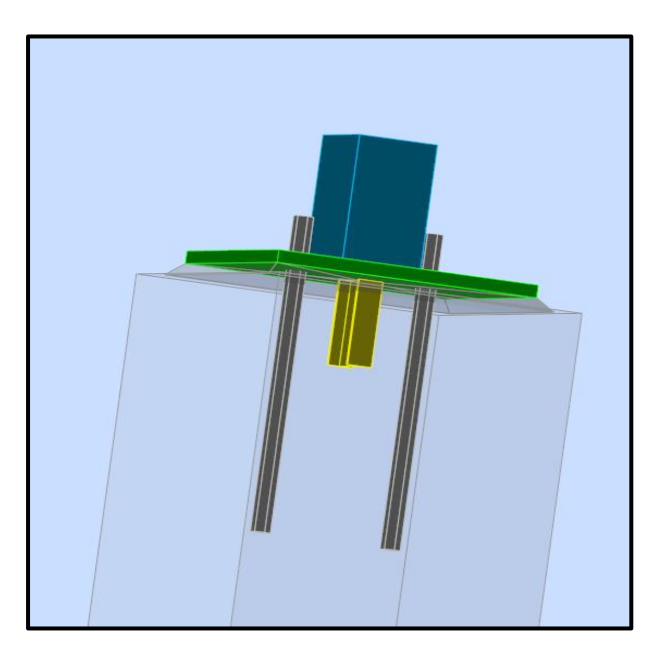


Figure 156: Vue 3D de l'assemblage treillis "Appui-Poteau BA"

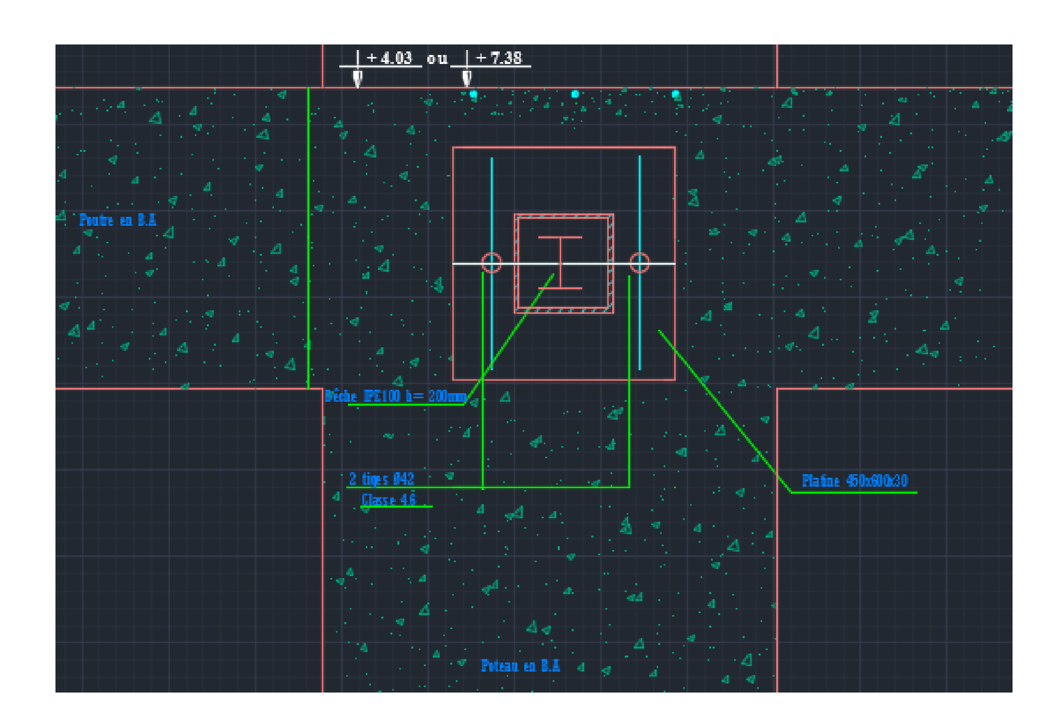
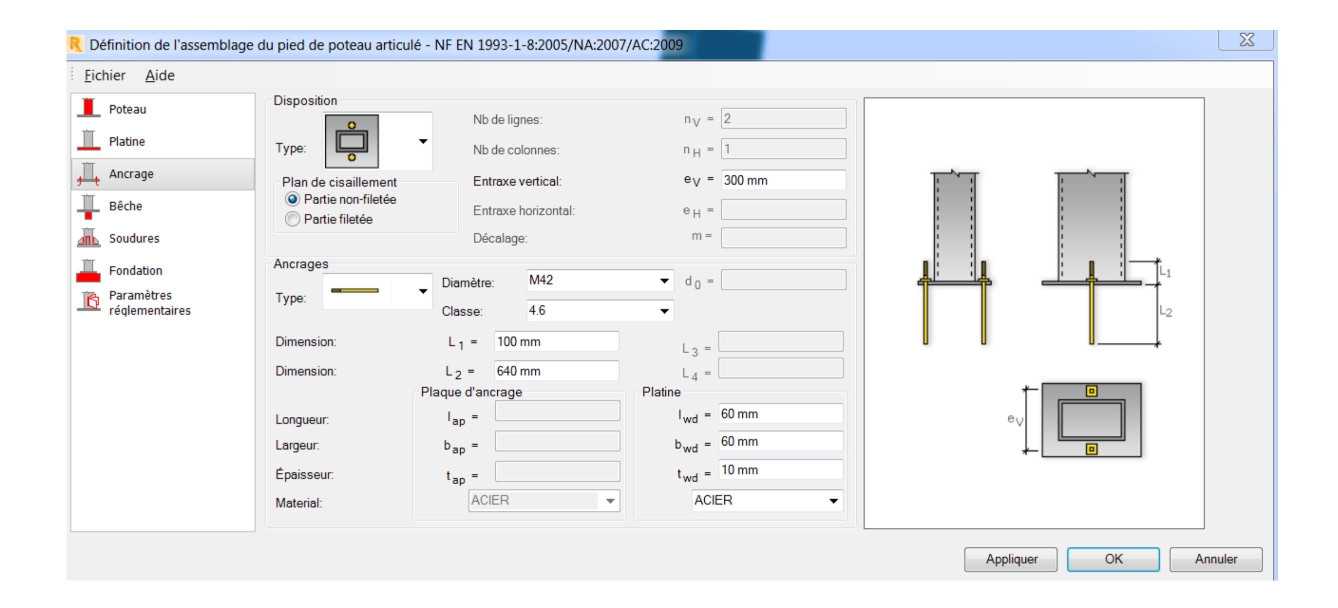


Figure 157: Assemblage de l'appui « treillis- Poteau BA »



- Nœud treillis : (soudure des barres)

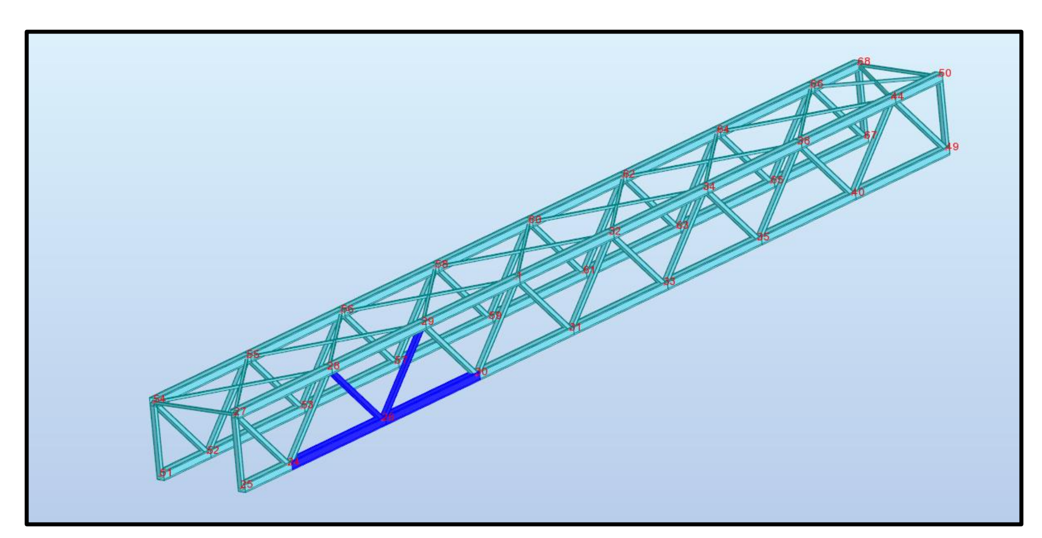


Figure 158: Paramètres de l'assemblage treillis "Appui-Poteau BA"

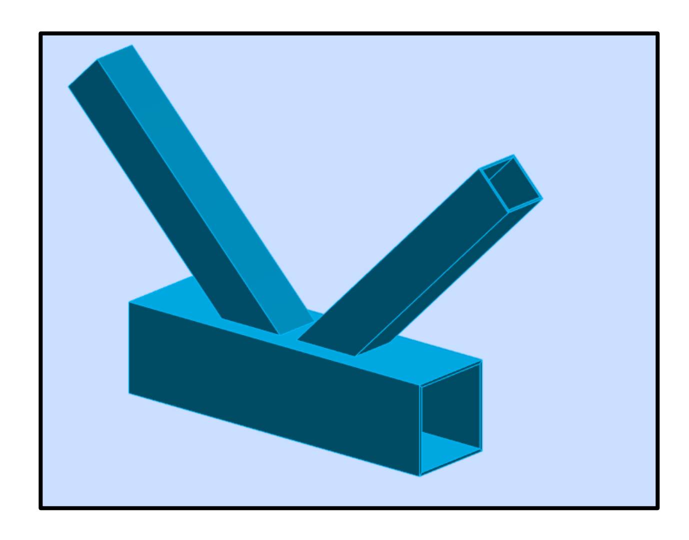


Figure 159:Vue en 3D Nœud du treillis

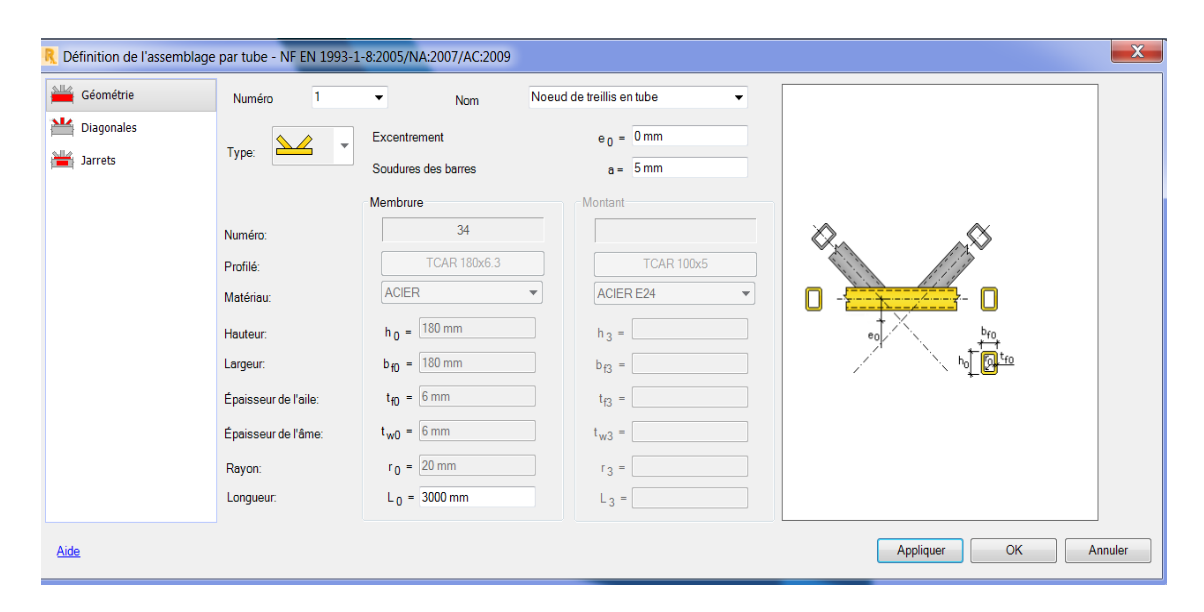


Figure 160: Paramètres choisis de la soudure des nœuds du treillis

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

Pour conclure, nous devons avouer que nous avons pu atteindre de nouveaux objectifs dans notre parcours par le traitement de formes courbées non seulement en plan mais aussi en espace.

En effet, ce projet de fin d'étude nous a permis d'accentuer nos connaissances de base techniques, de forger nos compétences et de nous familiariser davantage avec les logiciels de calcul. De plus, nous avons essayé de nous pencher sur tous les onglets d'étude du bâtiment en termes de renforcement, de réponse sismique, de traitement de certains éléments structuraux en béton armé, en acier ou même en combinant les deux matériaux à la fois.

Nous tenons à signaler que nous avons, toutefois, été contraintes par certains problèmes de modélisation dus à cette conception. Il fallait harmoniser l'étude technique avec le style architectural pour conserver les incurvations de l'ensemble des éléments structuraux.

Nous avons pu assurer, par le biais du premier chapitre d'étude, le renforcement de la façade existante en proposant la solution optimale pour la rigidifier : « par l'adjonction de profilés métalliques ».
Il a été indispensable de s'attaquer par la suite à la sismicité de notre structure reflétant, par sa conception un aspect irrégulier clair chose qui a été approuvé par un calcul manuel détaillé exposé en détail dans ce mémoire. Toutefois, la conception adoptée a vérifié la stabilité de la structure vis-à-vis du séisme en termes de déplacement latéral et de masse participante.

Quant à l'auditorium, nous avons conclu la nécessité d'un ferraillage consistant des poutres et des poteaux, vu sa forme complexe d'une part et sa fonctionnalité en tant que salle de conférence d'autre part ce qui lui confère une charge d'exploitation importante.

Pour ce qui est de la partie Passerelles. La variante à treillis s'est avérée la plus optimale et la plus légère et nous pouvions optimiser davantage ce choix.

En effet, nous avons suggéré d’opter pour des diagonales à sections variables. Mais, le maître d’œuvre a désapprouvé cette solution en raison de son apparence non homogène, ce qui peut nuire à l’esthétique.

Nous recommandons également une étude approfondie des dalles de l’auditorium. En effet, leur forme est non traitée par les calculs préconisés pour les dalles ordinaires en BA. D’autres méthodes de calcul sont à prévoir notamment la méthode des lignes de rupture qui s’avère plus générale.

De plus, des recherches doivent également se focaliser sur les autres éléments de la structure voire la façade courbée, la terrasse avec les ouvertures ovales, les voiles ondulés... Chacun de ces éléments peut faire l’objet d’un projet détaillé et intéressant. Pour notre cas et par manque de temps, il n’a pas été possible d’évoquer ces parties pour notre étude.

Nous recommandons aussi une étude acoustique et thermique du bâtiment qui peut présenter un projet intéressant. En effet, l’espace de travail du siège doit répondre au confort du personnel.

Finalement, nous sommes convaincues que ce travail n’est qu’une étape primaire pour nous lancer dans une carrière professionnelle et continuer à acquérir une formation approfondie dans ce domaine.

ANNEXES

Annexe 1 : Plans architecturaux du BLOC 3

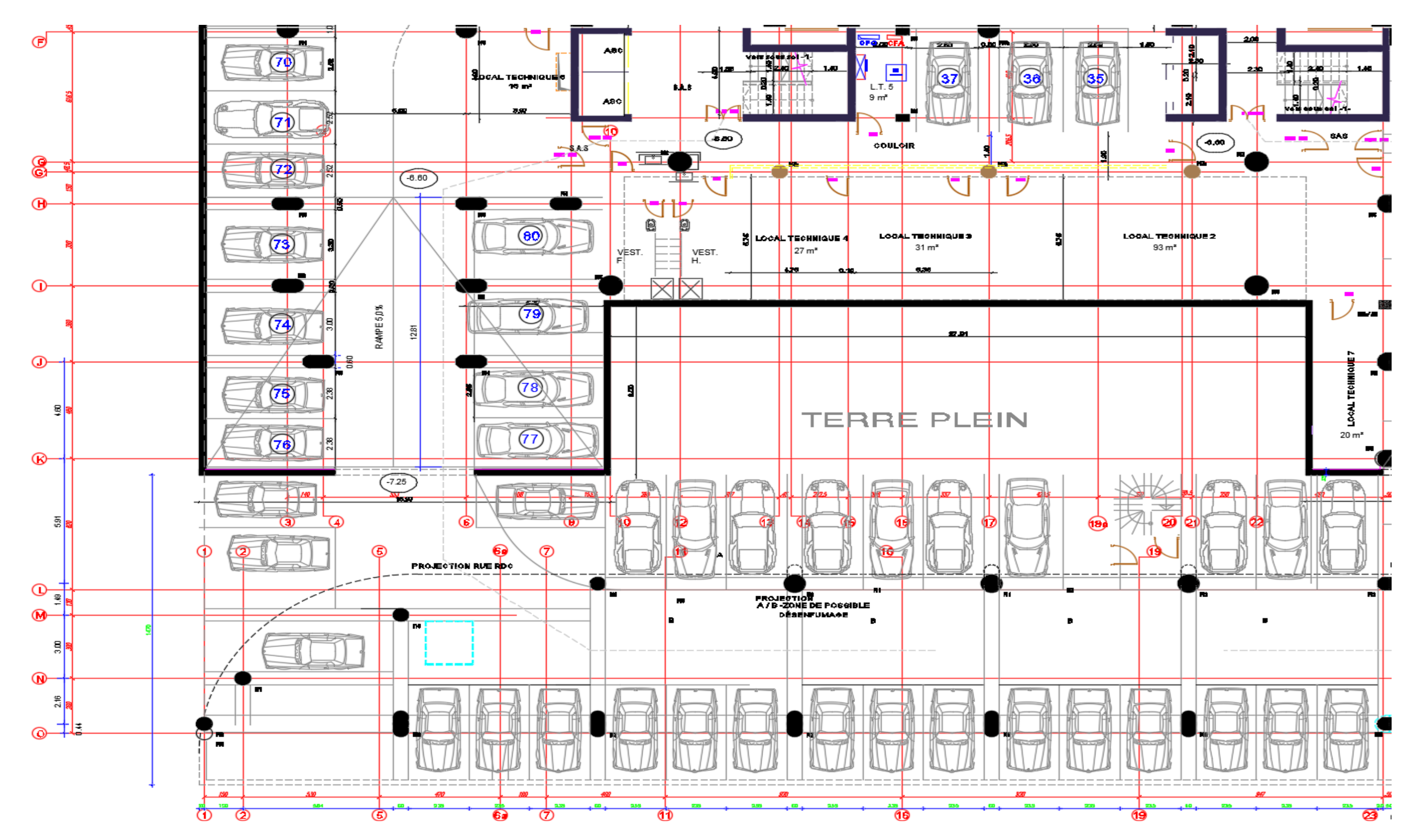


Figure 162: Plan archi "Sous-Sols 2"

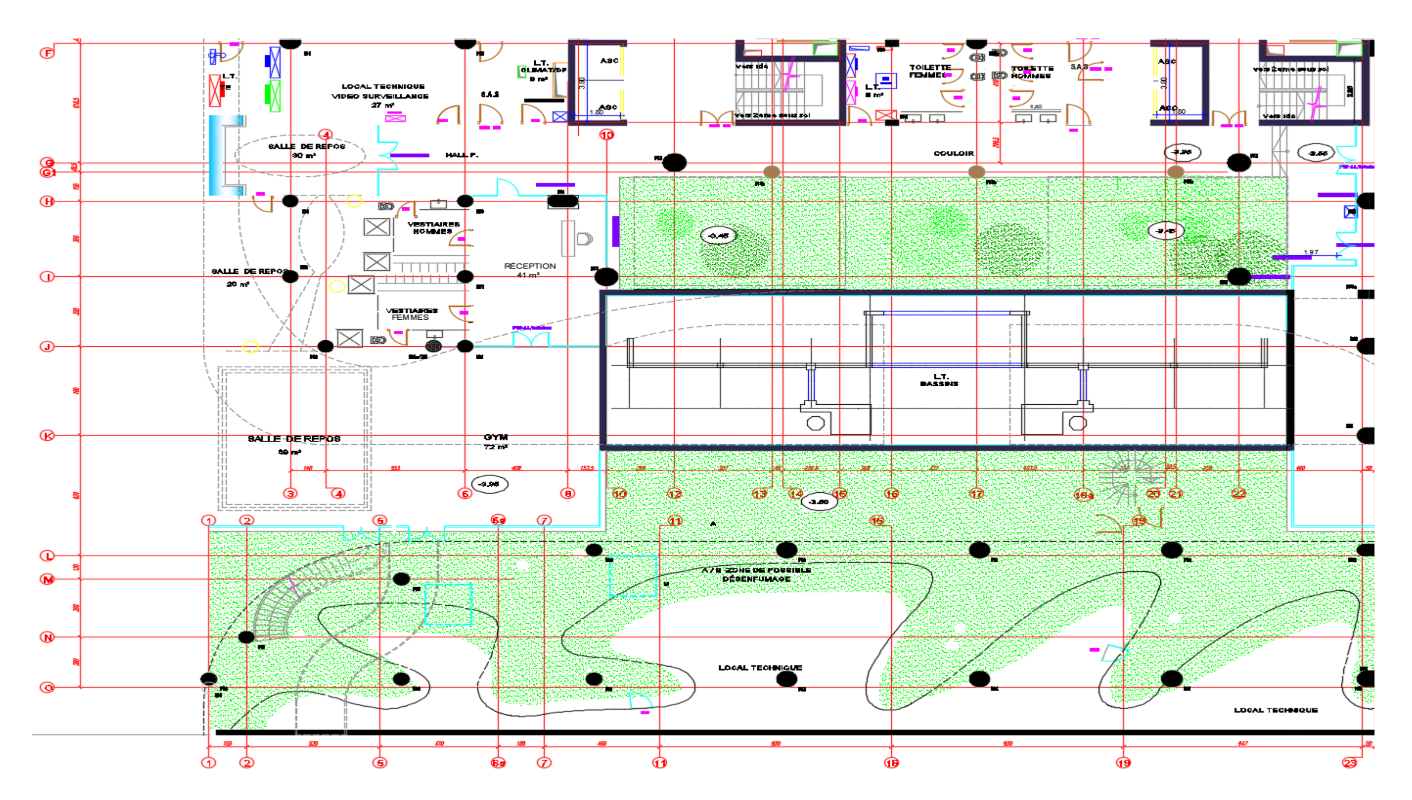


Figure 161: Plan archi "Sous-Sols 1"

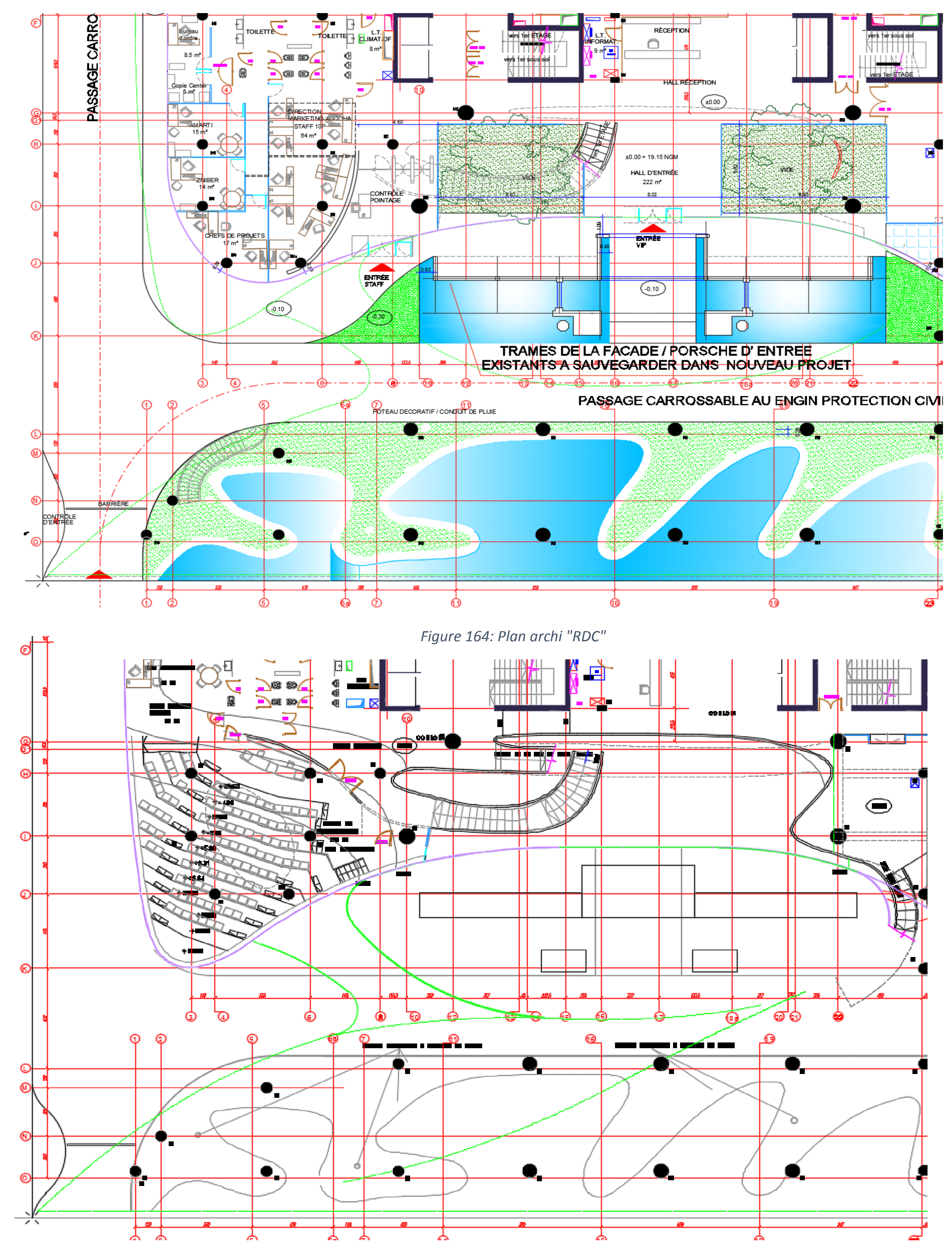


Figure 164: Plan archi "RDC"

Figure 163: Plan archi "1er Etage"

Figure 166: Plan archi "2ème Etage"

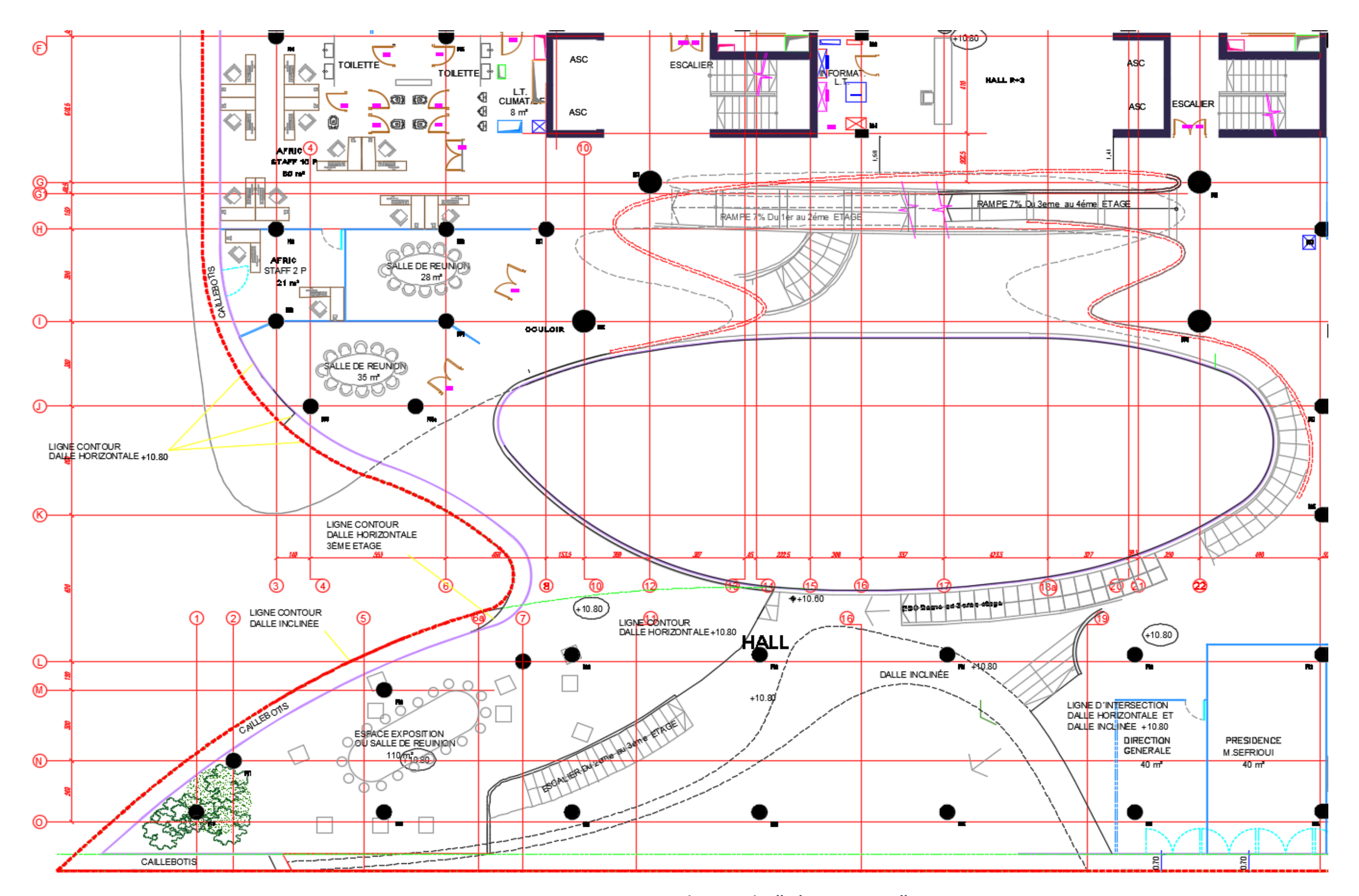


Figure 165: Plan archi "3ème Etage"

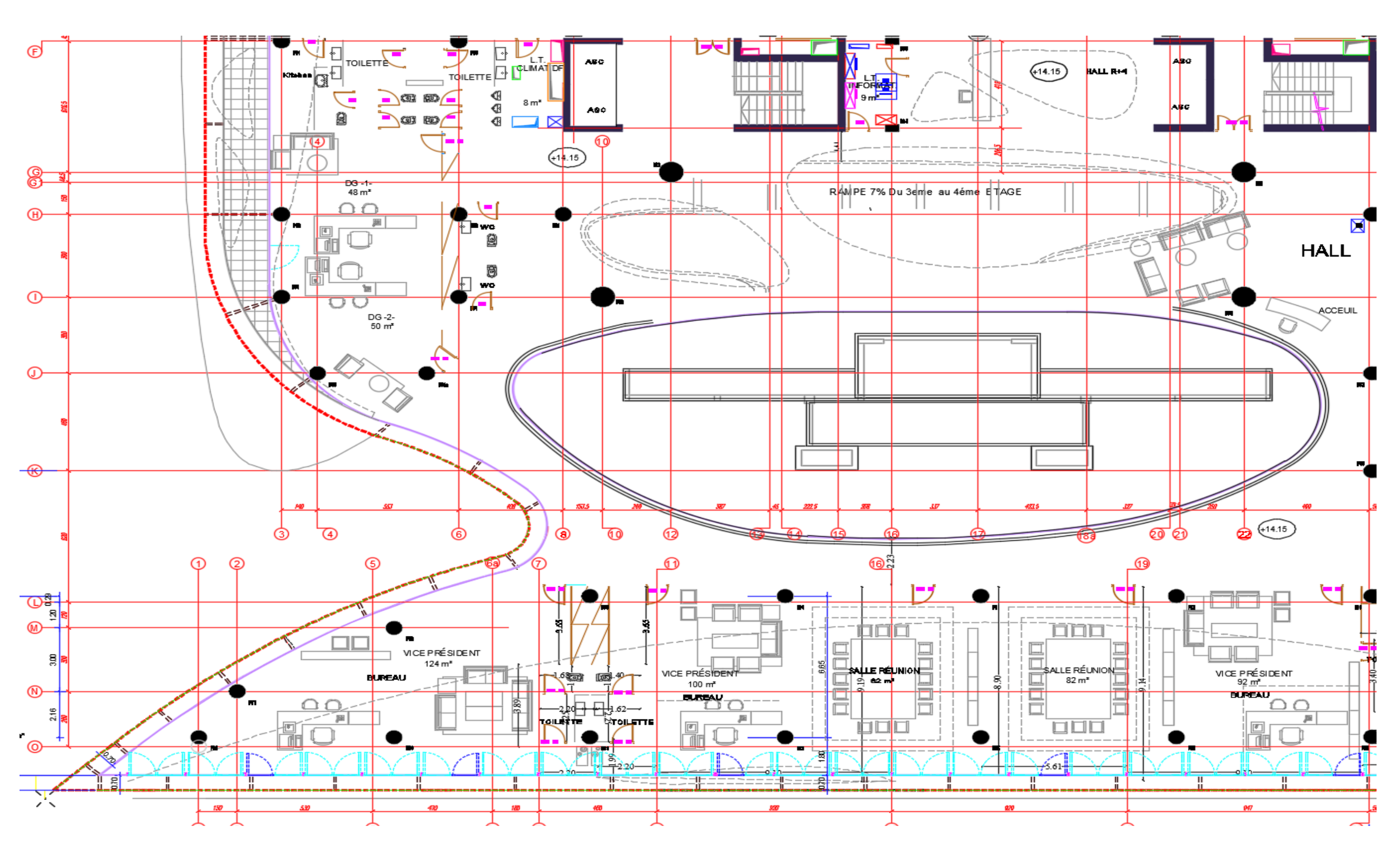


Figure 167: Plan archi "4ème Etage"

Figure 168 : Plan archi "Toiture"

Annexe2 : Dimensionnement des semelles de la façade renforcé par chemisage :

Poinçonnement :

N° Voile	Epaisseur voile b	Longeur voile l (m)	Ng sanss pp(KN)	Mser (KN.m)	B	L	H	Vérification H	Q= N+PP (KN)	ey (m)	compression	σsol	qref(Mpa)
149	24.50	2.00	295.10	190.00	2.00	2.50	0.70	OK	382.60	0.50	triangle	76.52	126.96
150	35.00	2.00	548.00	30.00	2.00	2.50	0.70	OK	635.50	0.05	trapèze	127.10	141.50
151	35.00	2.00	513.60	56.00	2.00	2.50	0.70	OK	601.10	0.09	trapèze	120.22	147.10
152	44.50	2.75	515.50	43.00	2.00	2.80	0.70	OK	613.50	0.07	trapèze	109.55	126.01
153	44.50	2.75	492.70	70.00	2.00	2.80	0.70	OK	766.30	0.09	trapèze	136.84	163.63
154	35.00	2.00	522.00	77.00	2.00	2.50	0.70	OK	609.50	0.13	trapèze	121.90	158.86
155	35.00	2.00	531.00	34.00	2.00	2.50	0.70	OK	618.50	0.05	trapèze	123.70	140.02
156	24.50	2.00	287.00	182.00	2.00	2.50	0.70	OK	374.50	0.49	triangle	74.90	163.39

Renversement :

Voile	Renversement		
	Mstab(ds les deux directions)	Mb OY	Msta/Mb (OX)
149	478.25	190	2.52
150	794.375	30	26.48
151	751.375	56	13.42
152	858.9	43	19.97
153	1072.82	70	15.33
154	761.875	77	9.89
155	773.125	34	22.74
156	468.125	182	2.57

Calcul des armatures :

Voile	Nu (KN)	Numax avec PP	Mu (KN.m)	eyu (m)	M1 (KN.m)	L/24	Aly = Alx (cm²)	As choisie (cm²)	At(cm²)	At choisie (cm²)
149	400.5	518.63	59.80	0.12	43.60	0.10	**1.59**	**6HA8 (3.02)**	**4.73**	**8HA12 (9.05)**
150	745.1	863.23	70.00	0.08	70.57	0.10	**2.16**	**6HA8 (3.02)**	**7.13**	**8HA12 (9.05)**
151	697.6	815.73	60.60	0.07	66.32	0.10	**2.03**	**6HA8 (3.02)**	**6.69**	**8HA12 (9.05)**
152	699.1	831.40	101.50	0.12	39.93	0.12	**1.46**	**6HA8 (3.02)**	**6.67**	**8HA12 (9.05)**
153	668.3	800.60	103.70	0.13	38.67	0.12	**1.41**	**6HA8 (3.02)**	**6.47**	**8HA12 (9.05)**
154	708.8	826.93	54.40	0.07	66.78	0.10	**2.04**	**6HA8 (3.02)**	**6.72**	**8HA12 (9.05)**
155	722.2	840.33	56.70	0.07	67.95	0.10	**2.07**	**6HA8 (3.02)**	**6.84**	**8HA12 (9.05)**
156	389.7	507.83	45.20	0.09	41.78	0.10	**1.28**	**6HA8 (3.02)**	**4.50**	**8HA12 (9.05)**
Voile	**Na (KN)**	**Na avec PP**	**Mx sismique (KN.m)**	**ey a (m)**	**M1 (KN.m)**	**L/24**	**Aly = Alx (cm²)**	**As choisie (cm²)**	**At(cm²)**	**At choisie (cm²)**
149	266.1	353.60	324.10	0.92	7.54	0.10	**0.28**	**6HA8 (3.02)**	**5.95**	**8HA12 (9.05)**
150	504.9	592.40	423.90	0.72	20.69	0.10	**0.76**	**6HA8 (3.02)**	**8.29**	**8HA12 (9.05)**
151	451.2	538.70	397.40	0.74	17.73	0.10	**0.65**	**6HA8 (3.02)**	**7.65**	**8HA12 (9.05)**
152	224.3	322.30	524.30	1.63	-3.47	0.12	**-0.13**	**6HA8 (3.02)**	**6.27**	**8HA12 (9.05)**
153	206.6	304.60	519.70	1.71	-4.27	0.12	**-0.16**	**6HA8 (3.02)**	**6.11**	**8HA12 (9.05)**
154	470.4	557.90	385.20	0.69	19.99	0.10	**0.73**	**6HA8 (3.02)**	**7.68**	**8HA12 (9.05)**
155	486	573.50	402.50	0.70	20.14	0.10	**0.74**	**6HA8 (3.02)**	**7.96**	**8HA12 (9.05)**
156	261.4	348.90	302.80	0.87	8.38	0.10	**0.31**	**6HA8 (3.02)**	**5.70**	**8HA12 (9.05)**

Annexe 3 : Dimensionnement des semelles de la façade renforcée par profilés en métal:

Poinçonnement :

N° Voile	Epaisseur voile b (cm)	Longeur voile l(m)	Ng sans pp(KN)	Mser (KN.m)	B(m)	L(m)	H(m)	Vérification H	N+PP (KN)	ey (m)	compression	Q/S < $\overline{\sigma sol}$	qref
149	35	2.74	448.5	107.21	2	2.5	0.7	OK	536	0.20	trapèze	107.20	132.93
151	35	2.74	470.09	125.39	2	2.5	0.7	OK	557.59	0.22	trapèze	111.52	171.71

Renversement :

Voile	Renversement		
	Mstab(ds les deux directions)	Mb OY	Msta/Mb (OX)
149	670	107.21	6.25
150	696.9875	125.39	5.56

Calcul des armatures

Voile	Numax (ou Nu correspondant à Mumax) (KN)	Nu (KN)	Mu correspondant à Nu(ou Mumax)(KN.m)	eyu (m)	M1 (KN.m)	L/24	Aly = Alx (cm²)	As choisie (cm²)	At(cm²)	At choisie (cm²)
149	605.53	723.66	145.10	0.20	48.16	0.10	**1.76**	**6HA8 (3.02)**	**6.76**	**10HA12 (9.05)**
151	634.72	752.85	169.66	0.23	51.14	0.10	**1.87**	**6HA8 (3.02)**	**7.20**	**10HA12 (9.05)**
Voile	**Na(ou Na correspondant à Mamax) (KN)**	**Na (KN)**	**Mx sismique correspondant (ou Mamax) (KN.m)**	**ey a (m)**	**M1 (KN.m)**	**L/24**	**Aly = Alx (cm²)**	**As choisie (cm²)**	**At(cm²)**	**At choisie (cm²)**
149	308.50	396.00	710.00	1.79	-86.42	0.10	**-3.16**	6HA8 (3.02)	**11.23**	**10HA12 (9.05)**
151	312.48	399.98	713.00	1.78	-89.73	0.10	**-3.28**	6HA8 (3.02)	**11.30**	**10HA12 (9.05)**

Annexe 4 : Métré de la façade renforcé par chemisage :

Métré du béton

OUVRAGE	Nb Piéce	DIMENSIONS			QUANTITES		U
		Long	Larg	Haut/ép	Partielle	Total	
BP							
SE							
SF1	6	2.50	2.00	0.10	3.00		
SF2	1	2.80	2.00	0.10	0.56		
						3.56	M^3
TOTAL Béton de propreté						3.56	M3
BA							
SE							
SF1	6	2.50	2.00	0.70	21.00		
SF2	1	2.80	2.00	0.70	3.92		
						24.92	M^3
TOTAL : BA Pour Semlles						24.92	M3
Poutre							
						640.54	M^3
TOTAL : BA Pour Poutre						640.54	M3
Fut Voile							
V1	4	2.00	0.25	2.35	4.70		
V2	2	2.75	0.45	2.35	5.82		
V3	2	2.00	0.35	2.35	3.29		
						13.81	M^3
TOTAL : BA Pour Fut Voile+Voile						13.81	M3
TOTAL						682.83	M^3

Métré de l'acier :

Repére	Φ	Nbre Elemt	Nbre	Nbre Total	Long Unit	Longueur par Ø	
						Ø 12	Ø 14
	AX	AY					
Semelles Filante							
SF1	2.50	2.00	0.70				
AX HA12 e=15 Inf	12	6	14	86	2.80	240.80	
AY HA12 e=15 Inf	12	6	18	106	2.30	243.80	
SF2	2.80	2.00	0.70				
AX HA20 e=15 Inf	12	1	14	14	3.10	44.43	
AY HA20 e=15 Inf	12	1	14	14	3.10	44.43	
				Longueurs total par Ø		529.03	0.00
				Masses en (Kg / Ml)		0.888	9.864
				Poids en (Kg / Ø)		469.78	0.00

Repére	Φ □	Nbre Elemt	Nbre	Nbre Total	Long Unit	Longueur par Ø		
						Ø 8	Ø 12	Ø 20
	AX	AY						
Voile								
V1	2.00	0.25	2.35					
AX 2HA12 e=15	12	4	33	133	2.30		306.67	
AY 2HA12 e=15	12	4	17	67	3.73		248.67	
AY 12HA20	20	4	12	48	4.49			215.52
Cad 2HA8 e=15	8	4	33	133	1.27	169.33		
Ep 2HA8 e=15	8	4	33	133	0.35	46.67		
Ep 1HA8 /M²	8	4	5	19	0.35	6.58		
V2	2.75	0.25	2.35					
AX 2HA12 e=15	12	2	33	67	3.50		233.33	
AY 2HA12 e=15	12	2	33	65	3.73		243.69	
CV6HA20	20	2	6	12	4.49			53.88
Cad HA8 e=15	8	2	17	33	1.27	42.33		
Ep 1HA8 e=15	8	2	17	33	0.35	11.67		
Ep 1HA8 /M²	8	2	6	13	0.35	4.52		
V2	2.00	0.45	2.35					
CV10HA20	20	2	10	20	3.49			69.80
Cad HA8 e=15	8	2	17	33	2.44	81.33		
Ep 2HA8 e=15	8	2	33	67	0.55	36.67		
Ep 1HA8 e=15	8	2	17	33	2.10	70.00		
-				Longueurs total par Ø		469.10	1 032.36	339.20
				Masses en (Kg / Ml)		0.222	0.395	1.578
				Poids en (Kg / Ø)		104.14	407.78	535.26
Poutre				Poids en (Kg / Ø)		2 534.700		
Ce poids a été tiré directement du logiciel vu le grand nombre des poutres								
Totale Acier							KG	1 047.18

Annexe 5 : Métré de la façade renforcé par les profilés métalliques:

Métré du Béton :

OUVRAGE	Nb Piéce	DIMENSIONS			QUANTITES		U
		Long	Larg	Haut/ép	Partielle	Total	
BP							
SF							
SF1	2	2.50	2.00	0.10	1.00		
						1.00	M^3
TOTAL Béton de propreté						1.00	M3
BA							
SF							
SF1	2	2.50	2.00	0.70	7.00		
						7.00	M^3
TOTAL : BA Pour Semlles						7.00	M3
Poutre							
						576.49	M^3
TOTAL : BA Pour Poutre						576.49	M3
Fut Voile							
V1	1	2.75	0.35	2.35	2.26		
V2	1	2.75	0.35	2.35	2.26		
						4.52	M^3
TOTAL : BA Pour Fut Voile+Voile						4.52	M3
TOTAL						12.52	M^3

Métré de l’acier

Repére	Φ	Nbre Elemt	Nbre	Nbre Total	Long Unit	Longueur par Ø	
						Ø 12	Ø 14
	AX	AY					
Semelles Filantes							
SF1	2.50	2.00	0.70				
AX HA12 e=15 Inf	12	6	14	86	2.80	240.80	
AY HA12 e=15 Inf	12	6	18	106	2.30	243.80	
				Longueurs totales par Ø		484.60	0.00
				Masses en (Kg / Ml)		0.888	9.864
				Poids en (Kg / Ø)		**430.32**	0.00

Repère	Φ □	Nbre Elemt	Nbre	Nbre Total	Long Unit	Longueur par Ø		
						Ø 8	Ø 12	Ø 20
	AX	AY						
Voile								
V1	2.75	0.35	2.35					
AX 2HA12 e=15	12	4	33	133	3.05		406	
AY 2HA12 e=15	12	4	27	107	3.73		397	
AY 12HA20	20	4	12	48	4.49			215.52
Cad 2HA8 e=15	8	4	33	133	1.27	169.33		
Ep 2HA8 e=15	8	4	33	133	0.45	60.00		
Ep 1HA8 /M²	8	4	6	26	0.45	11.63		
				Longueurs totales par Ø		240.97	804	215.5
				Masses en (Kg / Ml)		0.222	0.4	1.578
				Poids en (Kg / Ø)		53.49	317	340.1
				TOTAL		711.37		

Poutre	Poids en (Kg / Ø)	
Ce poids a été tiré directement du logiciel vu le grand nombre des poutres		2 334
Totale Acier	KG	3045

Profilé métallique	type	nombre	Longueur	poids/ml
	TUBO 139X 5	8	9.86	16.6
	TOTAL TROND	KG	1309	

Annexe 6 : Paramètres de calcul des coordonnées du centre de masse et celles du centre de rigidité nécessaires pour la vérification de l'excentricité entre eux.

N°	y1 (m)	y2 (m)	z1 (m)	z2 (m)	x (m)	e (m)	b (m)	h (m)	Ix (m4	Iy (m4)	S (m^2)	Ix X	Iy Y	S X	S Y	Ix X^2	Iy Y^2
1150	35.86	31.61	11.15	6.95	46.1	0.25	4.25	4.2	1.60	0.01	1.06	73.73	0.19	48.98	35.84	3398.81	12.60
1148	35.71	34.91	11.15	6.95	42.02	0.3	0.8	4.2	0.01	0.00	0.24	0.54	0.06	10.08	8.47	22.60	4.49
1146	35.71	31.61	11.15	6.95	39.75	0.25	4.1	4.2	1.44	0.01	1.03	57.08	0.18	40.74	34.50	2268.74	12.10
1142	35.71	34.91	11.15	6.95	25.32	0.25	0.8	4.2	0.01	0.00	0.20	0.27	0.04	5.06	7.06	6.84	2.60
1144	34.91	31.61	11.15	6.95	25.32	0.25	3.3	4.2	0.75	0.00	0.82	18.96	0.14	20.89	27.44	479.99	9.51
1140	35.71	34.91	11.15	6.95	21.27	0.3	0.8	4.2	0.01	0.00	0.24	0.27	0.06	5.10	8.47	5.79	4.49
1138	35.71	31.61	11.15	6.95	14.6	0.25	4.1	4.2	1.44	0.01	1.03	20.96	0.18	14.97	34.50	306.07	12.10

Tableau 48: : Paramètres de calcul des coordonnées du Centre de Masse et du Centre de Rigidité pour les voiles suivant x

N°	x1 (m)	x2 (m)	z1 (m)	z2 (m)	y (m)	e (m)	b	h	Ix (m4	Iy (m4)	S (m^2)	Ix X	Iy Y	S X	S Y	Ix X^2	Iy Y^2
1149	46.1	42.02	11.15	6.95	34.91	0.3	4.08	4.2	0.01	1.70	1.22	0.40	59.27	53.93	42.73	35.64	2069.28
1151	46.1	41.87	11.15	6.95	31.61	0.3	4.23	4.2	0.01	1.89	1.27	0.42	59.81	55.82	40.11	36.83	1890.65
1145	39.75	37.7	11.15	6.95	35.71	0.3	2.05	4.2	0.00	0.22	0.61	0.18	7.69	23.82	21.96	13.83	274.65
1152	39.75	37.7	11.15	6.95	33.66	0.2	2.05	4.2	0.00	0.14	0.41	0.05	4.83	15.88	13.80	4.10	162.68
1147	39.75	37.7	11.15	6.95	31.61	0.3	2.05	4.2	0.00	0.22	0.61	0.18	6.81	23.82	19.44	13.83	215.20
1141	25.32	21.27	11.15	6.95	34.91	0.3	4.05	4.2	0.01	1.66	1.22	0.21	57.98	28.30	42.42	9.89	2023.97
1143	25.32	21.27	11.15	6.95	31.61	0.3	4.05	4.2	0.01	1.66	1.22	0.21	52.50	28.30	38.41	9.89	1659.41
1136	16.77	14.6	11.15	6.95	35.71	0.25	2.17	4.2	0.003	0.213	0.54	0.04	7.602	8.51	19.37	1.39026	271.47
1139	16.77	14.6	11.15	6.95	33.66	0.2	2.17	4.2	0.00	0.17	0.43	0.02	5.73	6.81	14.61	0.71	192.96
1137	16.77	14.6	11.15	6.95	31.61	0.25	2.17	4.2	0.00	0.21	0.54	0.04	6.73	8.51	17.15	1.39	212.71

Tableau 50: Paramètres de calcul des coordonnées du Centre de Masse et du Centre de Rigidité pour les voiles suivant y

N°	x (m)	y (m)	z1 (m)	z2 (m)	diamètre	d (m)	Ibx (m4	Iax (n	I mixte	S (m^2)	Ix X	Iy Y	S X	S Y	Ix X^2	Iy Y^2
1792	0.12	2.89	11.15	6.95	0.6	0.58	0.01	0.00	0.02	0.28	0.00	0.05	0.03	0.82	0.00	0.14
1793	2	5.06	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	0.12	0.29	1.01	2.54	0.23	1.47
1794	7.85	8.06	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	0.45	0.46	3.95	4.05	3.54	3.74
1801	7.85	2.89	11.15	6.95	0.6	0.58	0.01	0.00	0.02	0.28	0.13	0.05	2.22	0.82	1.04	0.14
2810	15.49	9.54	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	0.89	0.55	7.79	4.80	13.80	5.23
2852	23.14	9.54	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	1.33	0.55	11.63	4.80	30.80	5.23
2827	23.14	2.89	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	1.33	0.17	11.63	1.45	30.80	0.48
2819	30.78	9.54	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	1.77	0.55	15.47	4.80	54.49	5.23
2818	30.78	2.89	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	1.77	0.17	15.47	1.45	54.49	0.48
2817	38.43	9.54	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	2.21	0.55	19.32	4.80	84.95	5.23
2855	38.43	2.89	11.15	6.95	0.8	0.77	0.02	0.00	0.06	0.50	2.21	0.17	19.32	1.45	84.95	0.48
2645	45.97	9.54	11.15	6.95	0.6	0.58	0.01	0.00	0.02	0.28	0.78	0.16	13.00	2.70	35.82	1.54
2638	45.97	2.89	11.15	6.95	0.6	0.58	0.01	0.00	0.02	0.28	0.78	0.05	13.00	0.82	35.82	0.14

Tableau 49: Paramètres de calcul des coordonnées du Centre de Masse et du Centre de Rigidité pour les poteaux mixtes

centre de rigidité			
CRx	31.78	dx	2.72
CRy	31.47	dy	12.82
centre de masse			
CGx	29.06	rx	34.57
CGy	18.65	ry	32.28

:

Tableau 51: coordonnées du CG et CR

Annexe 7 : Pré-dimensionnement des poteaux du bloc 3 :

1ère méthode utilisée : avec l'élancement

niveau	nom poteau	type de section	Hauteur	section adopt	Section min
RDC	P44	demi ellipse	4.2	47.3x73.6	21
	P45	demi ellipse	4.2	47.3x73.6	21
	P53	demi ellipse	4.2	47.3x73.6	21
	P90	rectangle	4.2	50x55	21
	P91	rectangle	5.2	50x55	26
	P62	circulaire	4.2	D60	24
	P65	circulaire	4.2	D90	24
	P48	circulaire	4.2	D90	24
	P52	circulaire	4.2	D90	24
	P59	circulaire	4.2	D90	24
	P49	circulaire	4.2	D60	24
	P50	circulaire	4.2	D60	24
	P51	circulaire	4.2	D60	24
	P56	circulaire	5.39	D60	31
	P57	circulaire	5.39	D60	31
	P58	circulaire	5.39	D60	31
	P60	circulaire	6.32	D60	36
	P61	circulaire	6.27	D60	36
	P69	circulaire	9.46	D80	54
	P70	circulaire	12	D80	69
	P71	circulaire	12.8	D80	73
	P72	circulaire	10.9	D80	62
	P73	circulaire	8.5	D60	49
	P76	circulaire	7.55	D80	43
	P77	circulaire	7.55	D80	43
	P79	circulaire	7.55	D60	43
	P80	circulaire	7.55	D80	43
	P81	circulaire	9.46	D80	54
	P82	circulaire	12	D80	69
	P83	circulaire	12.8	D80	73
	P84	circulaire	10.9	D80	62
	P85	circulaire	8.5	D60	49
1er étage	P44	demi ellipse	3.35	47.3x73.6	17
	P45	demi ellipse	3.35	47.3x73.6	17
	P53	demi ellipse	3.35	47.3x73.6	17
	P90	rectangle	3.35	50x55	17
	P91	rectangle	3.35	50x55	17
	P62	circulaire	3.35	D60	19
	P65	circulaire	3.9	D90	22
	P48	circulaire	3.35	D90	19
	P52	circulaire	3.35	D90	19
	P59	circulaire	3.35	D90	19
	P49	circulaire	3.35	D60	19
	P50	circulaire	3.35	D60	19
	P51	circulaire	3.35	D60	19
	P56	circulaire	3.5	D60	20
	P57	circulaire	3.5	D60	20
	P58	circulaire	3.5	D60	20
	P60	circulaire	3.47	D60	20
	P61	circulaire	3.47	D60	20
2eme étage	P44	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P45	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P53	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P90	rectangle	3.35	50x55	17
	P91	rectangle	3.35	50x55	17
	P62	circulaire	3.35	D60	19
	P65	circulaire	2.8	D60	16
	P48	circulaire	3.35	D90	19
	P52	circulaire	3.35	D90	19
	P59	circulaire	3.35	D90	19
	P49	circulaire	3.35	D60	19
	P50	circulaire	3.35	D60	19
	P51	circulaire	3.35	D60	19
	P56	circulaire	2.01	D60	11
	P57	circulaire	2.01	D60	11
	P58	circulaire	2.03	D60	12
	P60	circulaire	1.16	D60	7
	P61	circulaire	1.11	D60	6
	P69	circulaire	1.45	D80	8
	P73	circulaire	2.4	D60	14
	P76	circulaire	3.35	D80	19
	P77	circulaire	3.35	D80	19
	P79	circulaire	3.35	D60	19
	P80	circulaire	3.35	D80	19
	P81	circulaire	1.45	D80	8
	P85	circulaire	2.4	D60	14

	P44	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17		P44	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P45	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17		P45	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P53	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17		P53	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P90	rectangle	3.35	50x55	17		P90	rectangle	3.35	50x55	17
	P91	rectangle	3.35	50x55	17		P91	rectangle	3.35	50x55	17
	P62	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17		P62	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P65	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17		P65	demi ellipse	3.35	47.3x55.2	17
	P48	circulaire	3.35	D90	19		P48	circulaire	3.35	D90	19
	P52	circulaire	3.35	D90	19		P52	circulaire	3.35	D90	19
	P59	circulaire	3.35	D90	19		P59	circulaire	3.35	D90	19
	P49	circulaire	3.35	D60	19		P49	circulaire	3.35	D60	19
	P50	circulaire	3.35	D60	19		P50	circulaire	3.35	D60	19
	P51	circulaire	3.35	D60	19		P51	circulaire	3.35	D60	19
	P56	circulaire	3.35	D60	19		P56	circulaire	3.35	D60	19
	P57	circulaire	3.35	D60	19		P57	circulaire	3.35	D60	19
	P58	circulaire	3.35	D60	19		P58	circulaire	3.35	D60	19
3eme étage	P60	circulaire	3.35	D60	19	**4eme étage**	P60	circulaire	3.35	D60	19
	P61	circulaire	3.35	D60	19		P61	circulaire	3.35	D60	19
	P69	circulaire	3.35	D80	19		P69	circulaire	3.35	D80	19
	P70	circulaire	2.25	D80	13		P70	circulaire	3.35	D80	19
	P71	circulaire	1.45	D80	8		P71	circulaire	3.35	D80	19
	P72	circulaire	3.35	D80	19		P72	circulaire	3.35	D80	19
	P73	circulaire	3.35	D60	19		P73	circulaire	3.35	D60	19
	P76	circulaire	3.35	D80	19		P76	circulaire	3.35	D80	19
	P77	circulaire	3.35	D80	19		P77	circulaire	3.35	D80	19
	P79	circulaire	3.35	D60	19		P79	circulaire	3.35	D60	19
	P80	circulaire	3.35	D80	19		P80	circulaire	3.35	D80	19
	P81	circulaire	3.35	D80	19		P81	circulaire	3.35	D80	19
	P82	circulaire	2.25	D80	13		P82	circulaire	3.35	D80	19
	P83	circulaire	1.45	D80	8		P83	circulaire	3.35	D80	19
	P84	circulaire	3.35	D80	19		P84	circulaire	3.35	D80	19
	P85	circulaire	3.35	D60	19		P85	circulaire	3.35	D60	19

2ème méthode utilisée : avec l'effort normal Nu sur les poteaux :

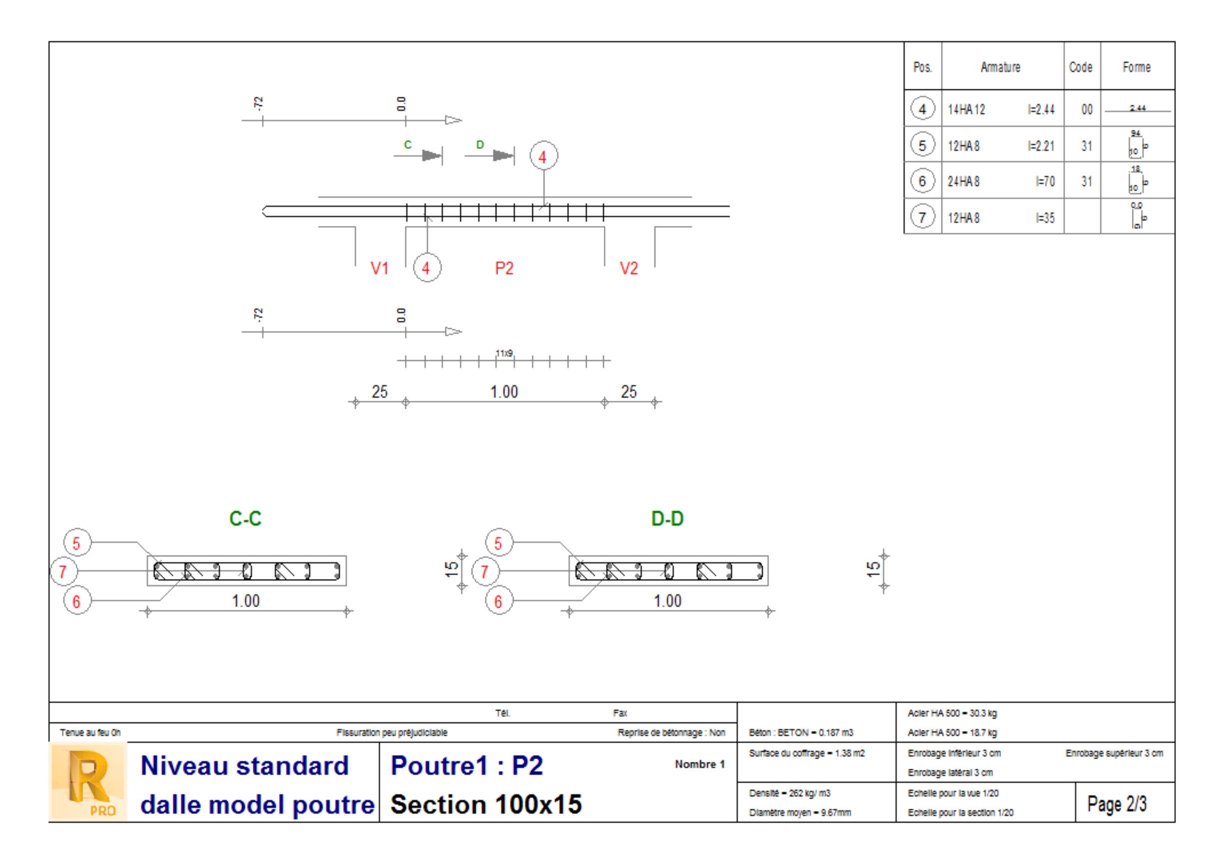
Poteaux de la façade (RDC+1étage)				
Poteau	Nu(KN)	S(m²)	hauteur (m)	D(cm)
P69	3556.14	0.237076	9.46	54.9412903
P70	2770.13	0.18467533	14.25	48.4908174
P71	2713.36	0.18089067	14.25	47.991369
P72	2517.91	0.16786067	10.9	46.2306001
P73	1210.91	0.08072733	8.5	32.0601362
P76	1600.01	0.10666733	7.55	36.8528244
P77	1147.51	0.07650067	7.55	31.2095617
P79	1606.4	0.10709333	7.55	36.9263411
P80	2331.56	0.15543733	7.55	44.4869598
P81	2576.48	0.17176533	9.46	46.7652023
P82	1631.93	0.10879533	14.25	37.2186137
P83	1515.29	0.10101933	14.25	35.8638829
P84	2178.85	0.14525667	10.9	43.0054104
P85	922.88	0.06152533	8.5	27.9886562

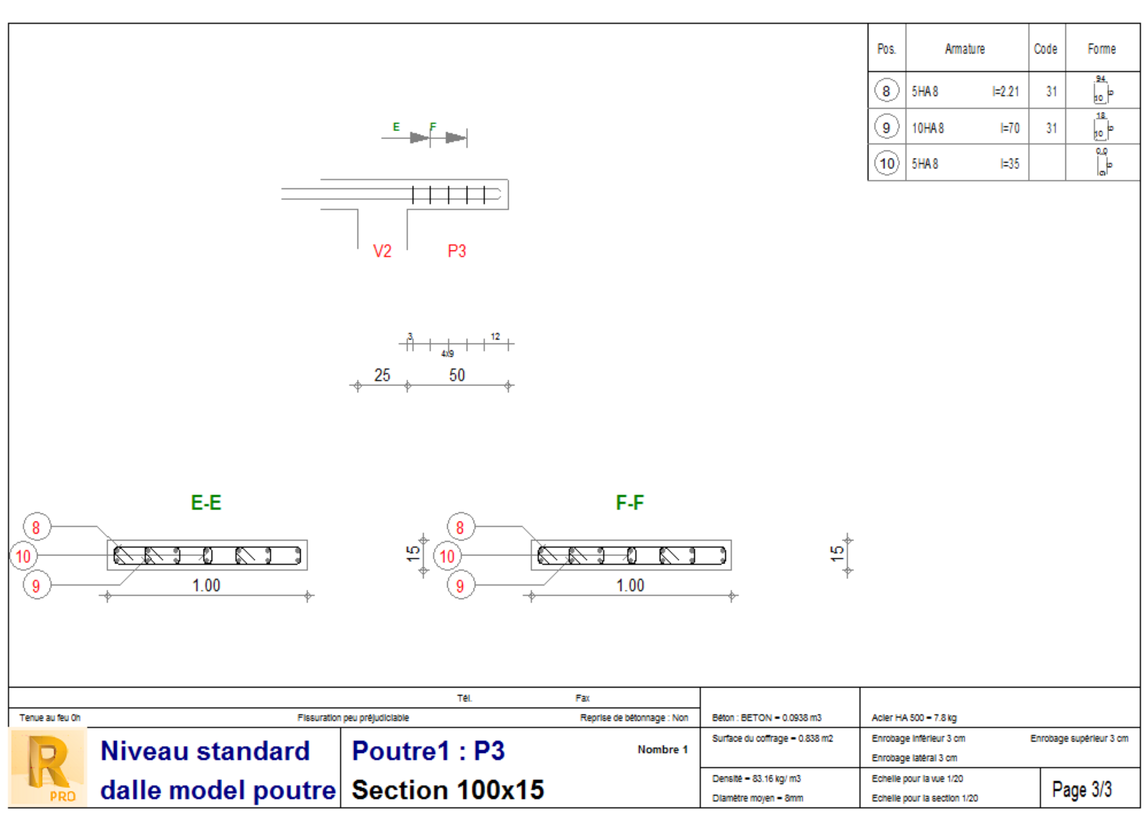
Poteaux de la façade(2ème étage)				
Poteau	Nu(KN)	S(m²)	hauteur (m)	D(cm)
P69				
P70				
P71				
P72				
P73	1103.5	0.07356667	2.4	30.6052265
P76	1410.01	0.09400067	3.35	34.5955728
P77	918.37	0.06122467	3.35	27.9201839
P79	1242.92	0.08286133	3.35	32.4811216
P80	1774.9	0.11832667	3.35	38.8147126
P81				
P82				
P83				
P84				
P85	802.46	0.05349733	2.4	26.0988353

Poteaux de la façade (3ème étage)				
Poteau	Nu(KN)	S(m²)	hauteur (m)	D(cm)
P69	2029.83	0.135322	3.35	41.5087125
P70				
P71				
P72	1941.75	0.12945	3.35	40.5981353
P73	1210.91	0.08072733	3.35	32.0601362
P76	1110.55	0.07403667	3.35	30.7028357
P77	640.49	0.04269933	3.35	23.3166206
P79	957.78	0.063852	3.35	28.5129605
P80	1202.39	0.08015933	3.35	31.947149
P81	1550.17	0.10334467	3.35	36.2743045
P82				
P83				
P84	1659.71	0.11064733	3.35	37.5340592
P85	668.93	0.04459533	3.35	23.828668

Poteaux de la façade (terrasse)				
Poteau	Nu(KN)	S(m²)	hauteur (m)	D(cm)
P69	524.49	0.034966	3.35	21.0997853
P70	571.96	0.03813067	3.35	22.0339449
P71	574.07	0.03827133	3.35	22.0745498
P72	465.67	0.03104467	3.35	19.8814731
P73	186.55	0.01243667	3.35	12.5836623
P76	314.64	0.020976	3.35	16.3424211
P77	195.83	0.01305533	3.35	12.8928533
P79	257.29	0.01715267	3.35	14.7781777
P80	299.96	0.01999733	3.35	15.9566273
P81	383.3	0.02555333	3.35	18.0376036
P82	343.22	0.02288133	3.35	17.0685144
P83	293.67	0.019578	3.35	15.78844
P84	398.96	0.02659733	3.35	18.4023848
P85	152.92	0.01019467	3.35	11.3930912

Annexe 8 : Plan d'exécution de la poutre modélisant un mètre linéaire dalle du plancher non collaborant





Annexe 9 : Plan d'exécution des poutres de l'auditorium (voir figure de l'auditorium pour les nominations) :

Poutre R11 :

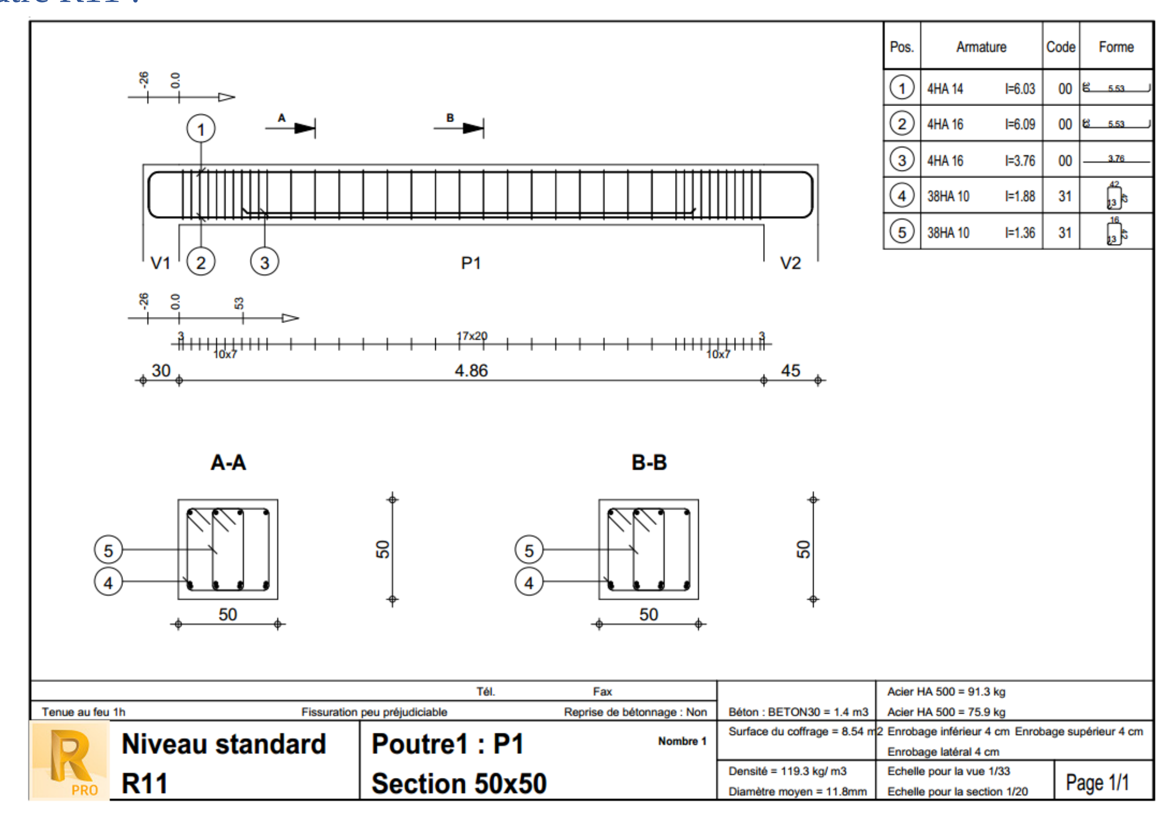


Figure 169: Ferraillage de la poutre R11

Poutre R12+CR12 :

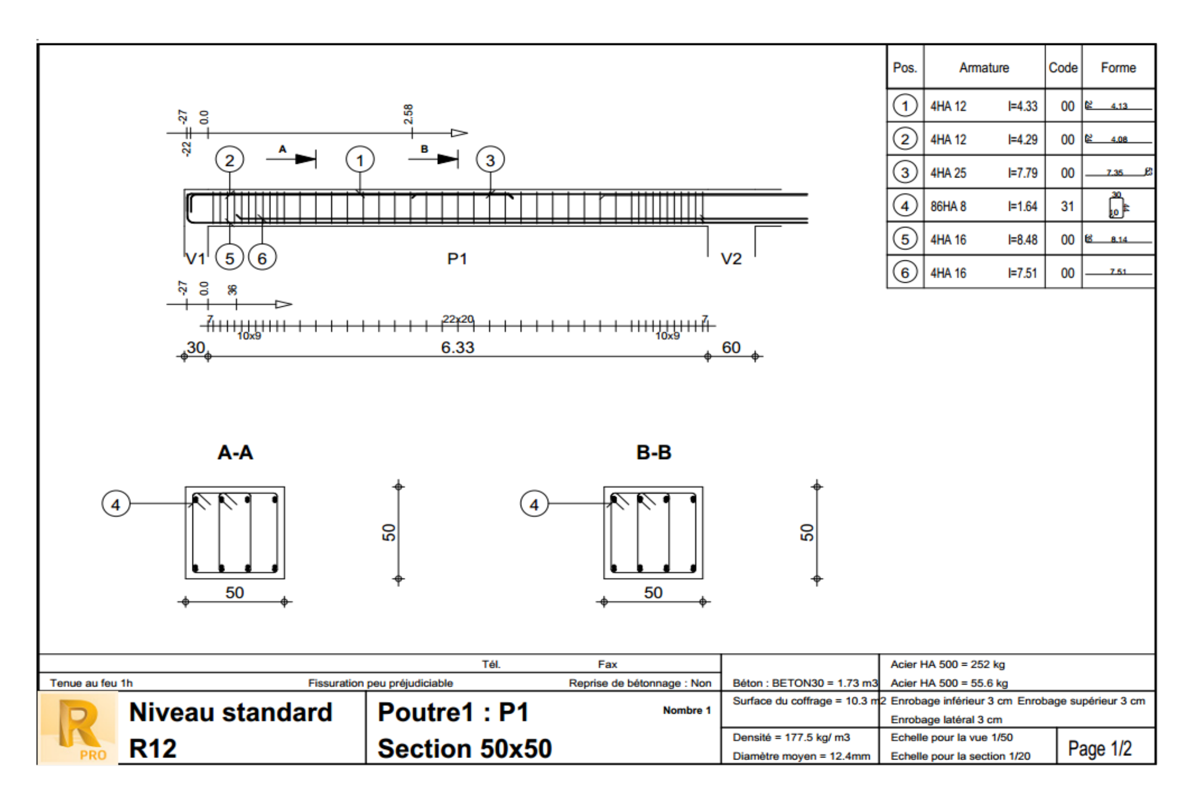
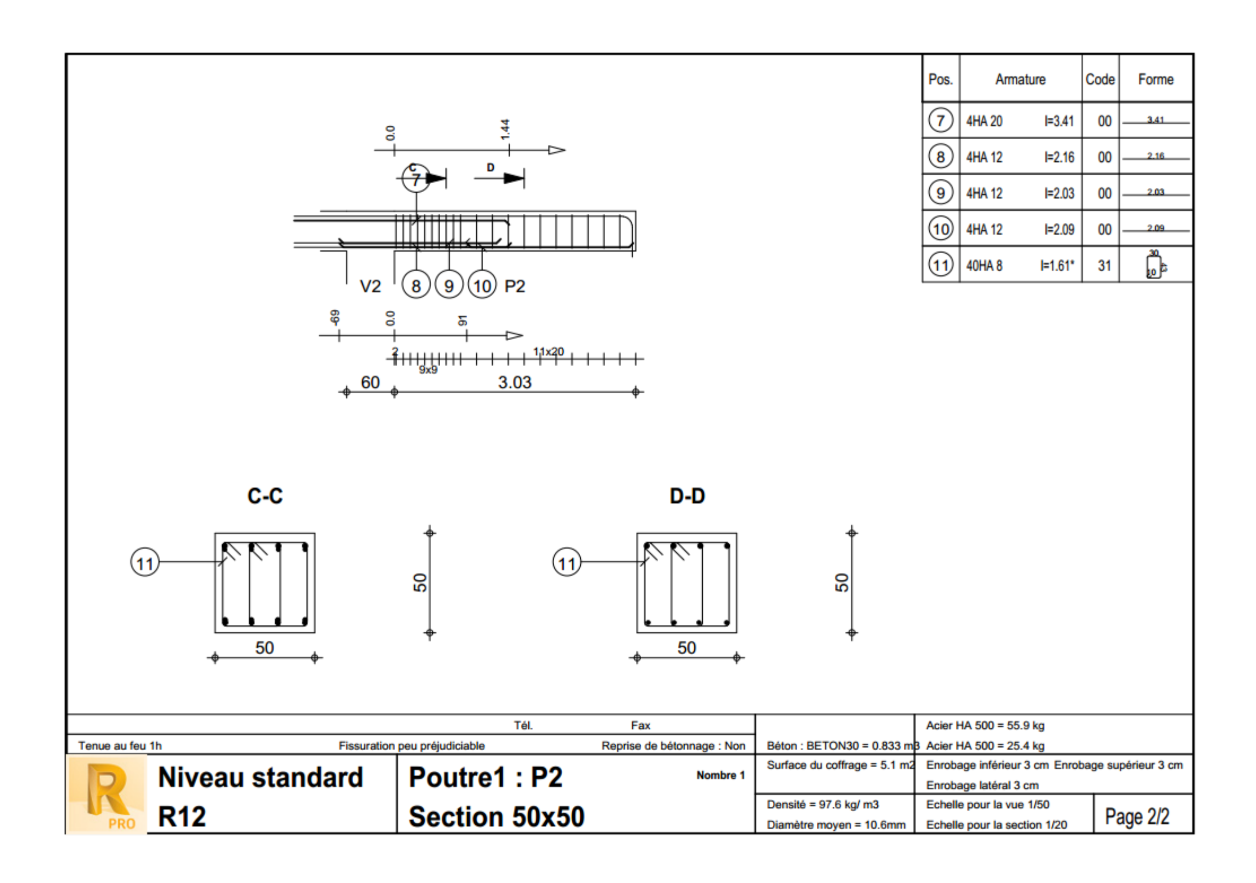


Figure 170: Ferraillage de la poutre R12



Poutre R13+CR13 :

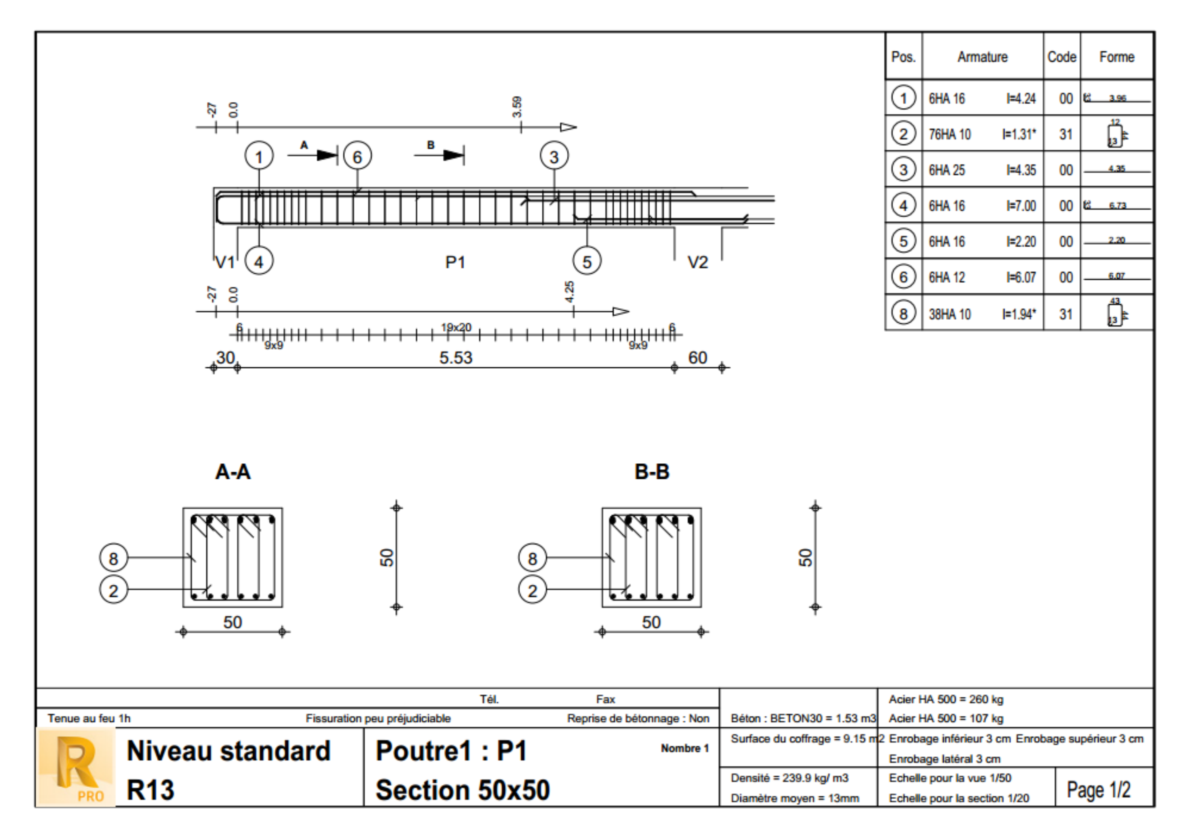


Figure 171: Ferraillage de la poutre R13

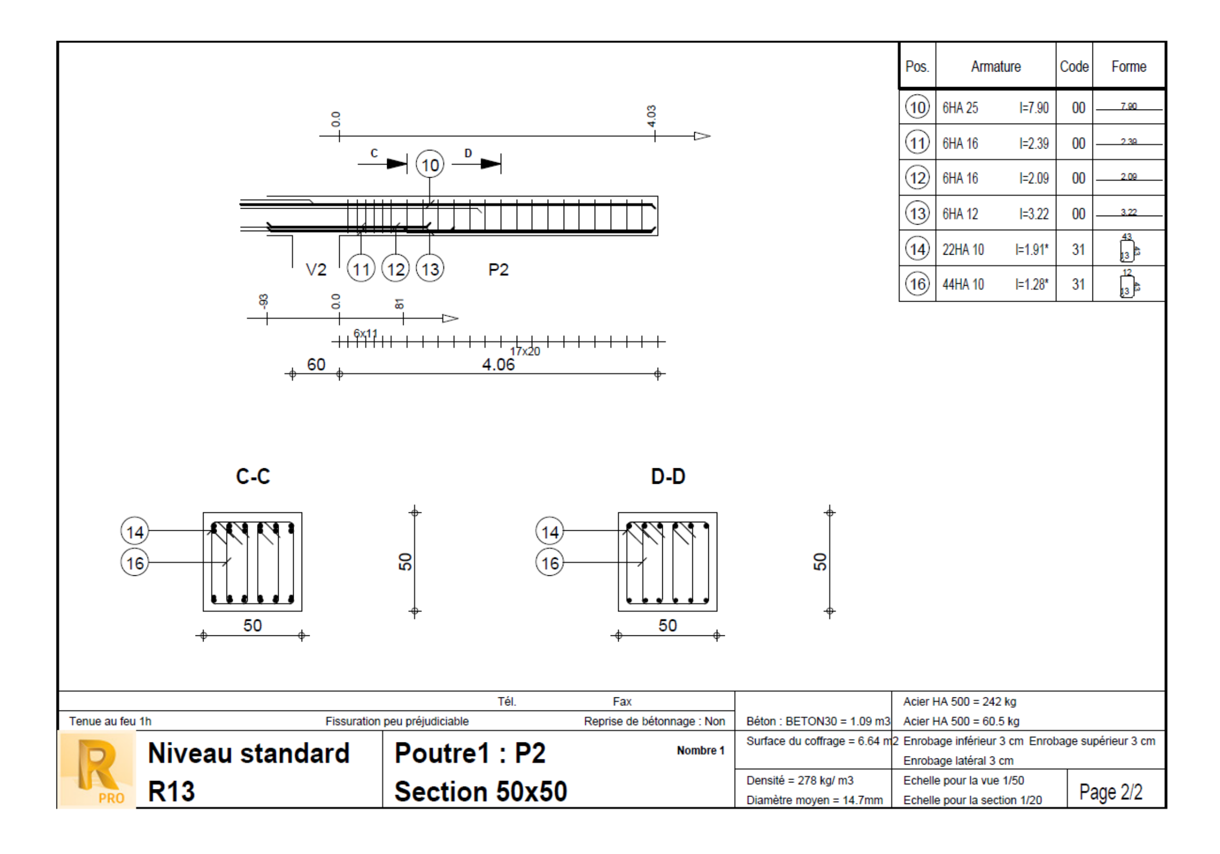
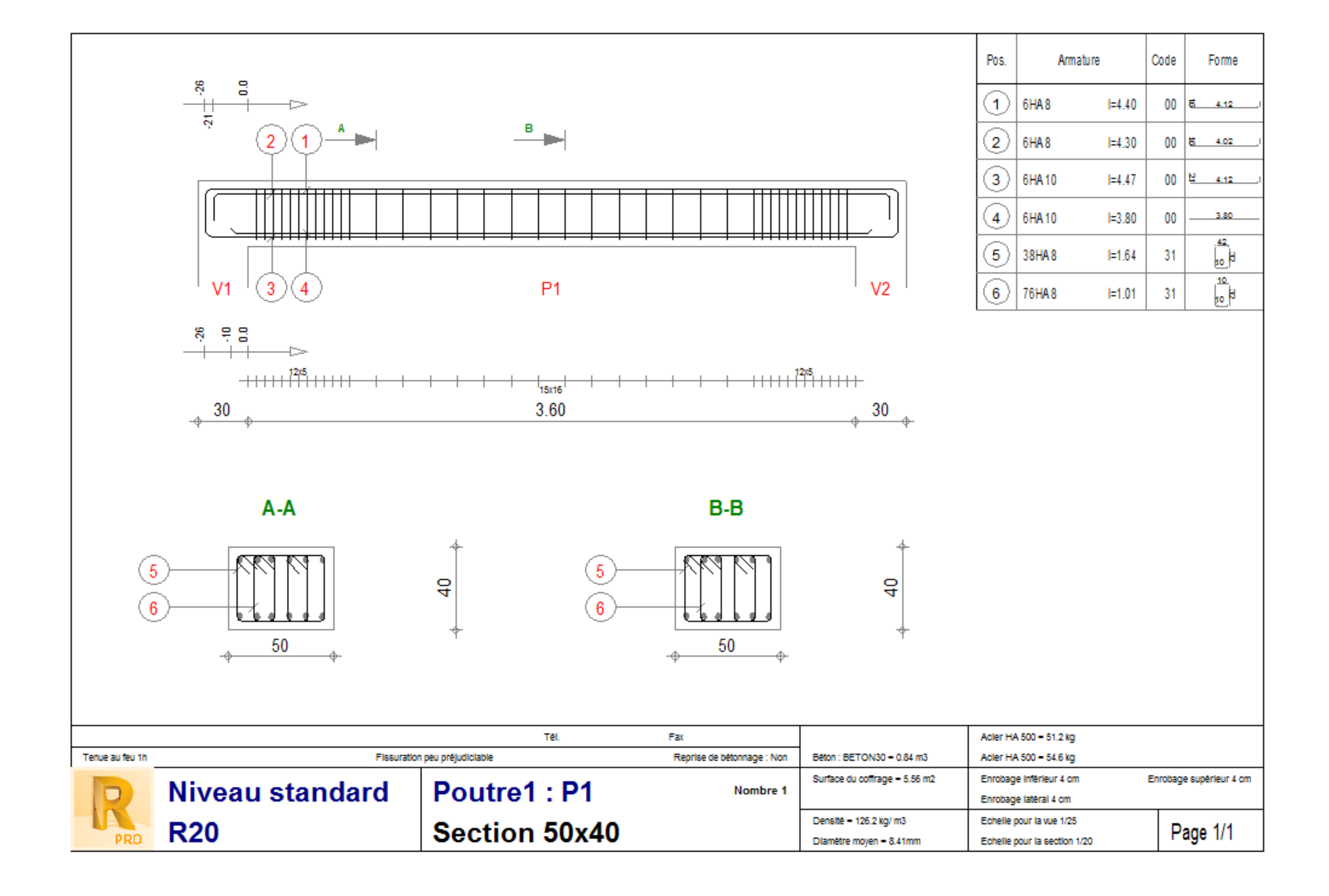


Figure 172: Ferraillage de la console CR13

Poutre R20+ R23 :



Pos.	Armature		Code	Forme
1	6HA8	l=4.40	00	4.12
2	6HA8	l=4.30	00	4.02
3	6HA10	l=4.47	00	4.12
4	6HA10	l=3.80	00	3.80
5	38HA8	l=1.64	31	42 / 10
6	76HA8	l=1.01	31	10 / 10

R21+CR21 :

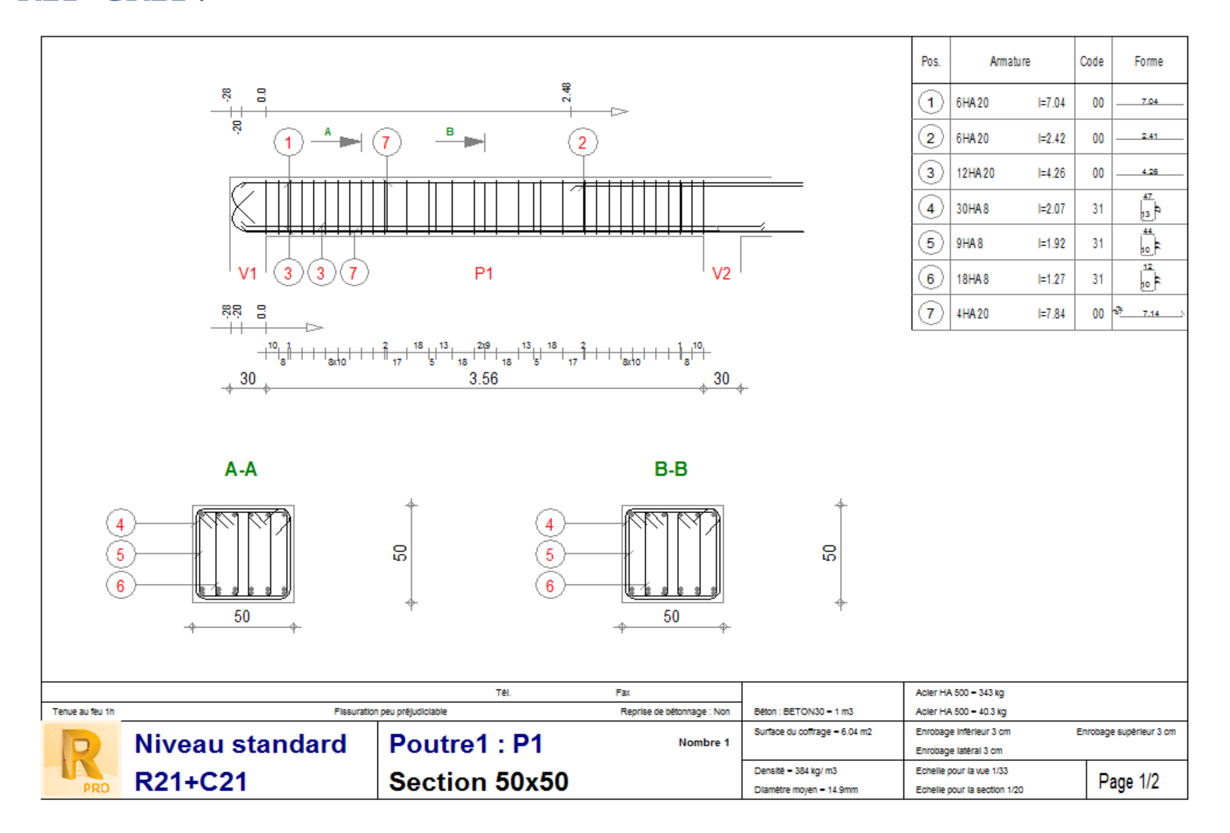


Figure 174: Ferraillage de la Poutre R21

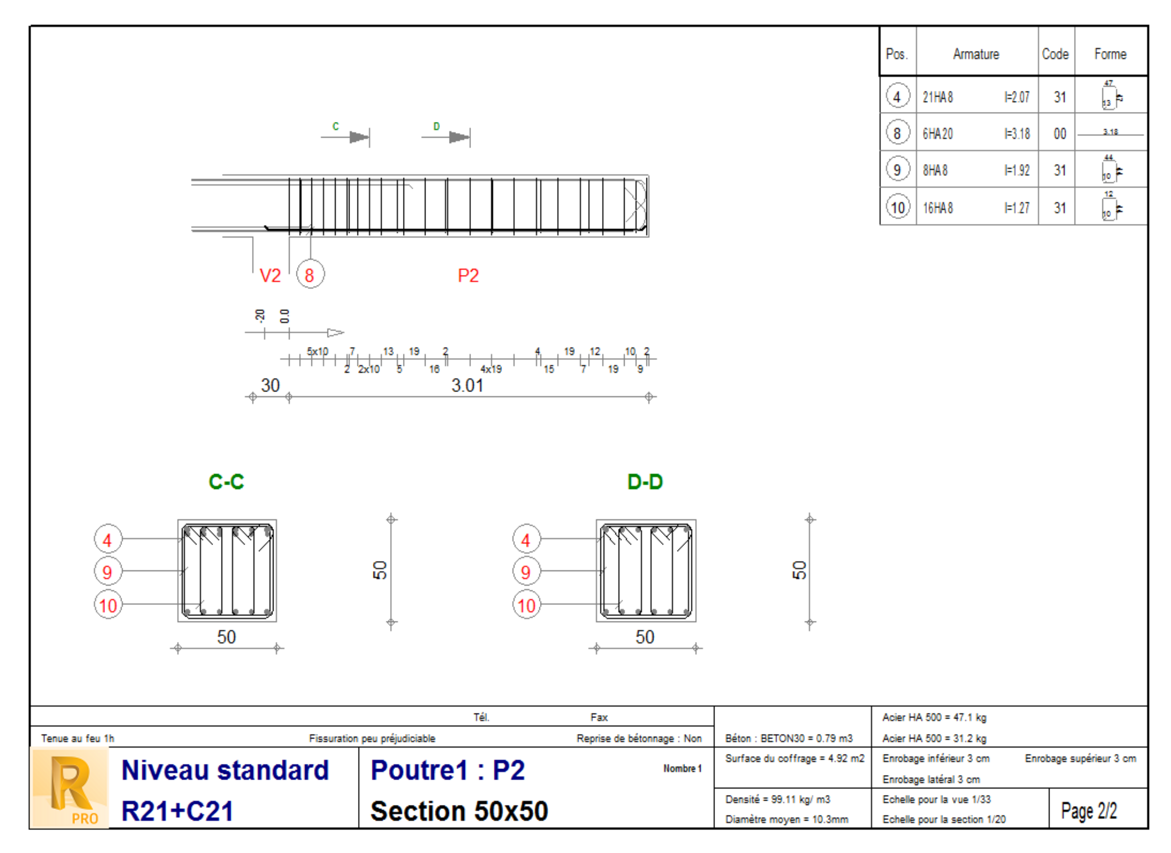


Figure 173 : Ferraillage de la console CR21

Annexe 10 : Ferraillage des poteaux de l'auditorium

Ferraillage des poteaux P49, P50et P51 (RDC)

{Elliptiques au sous-sol R-2 et circulaires au sous-sol R-1 et au RDC} ont le même ferraillage

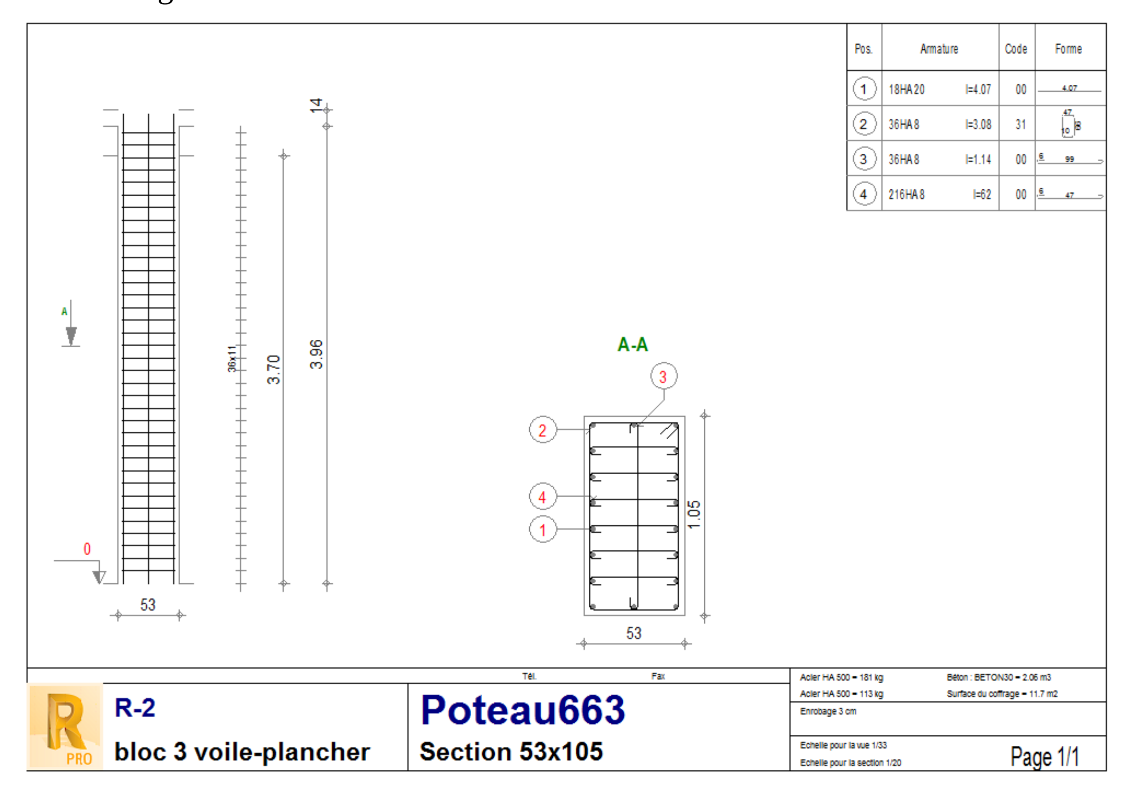


Figure 175:Ferraillage des poteaux P49, P50 et P51 (R-2)

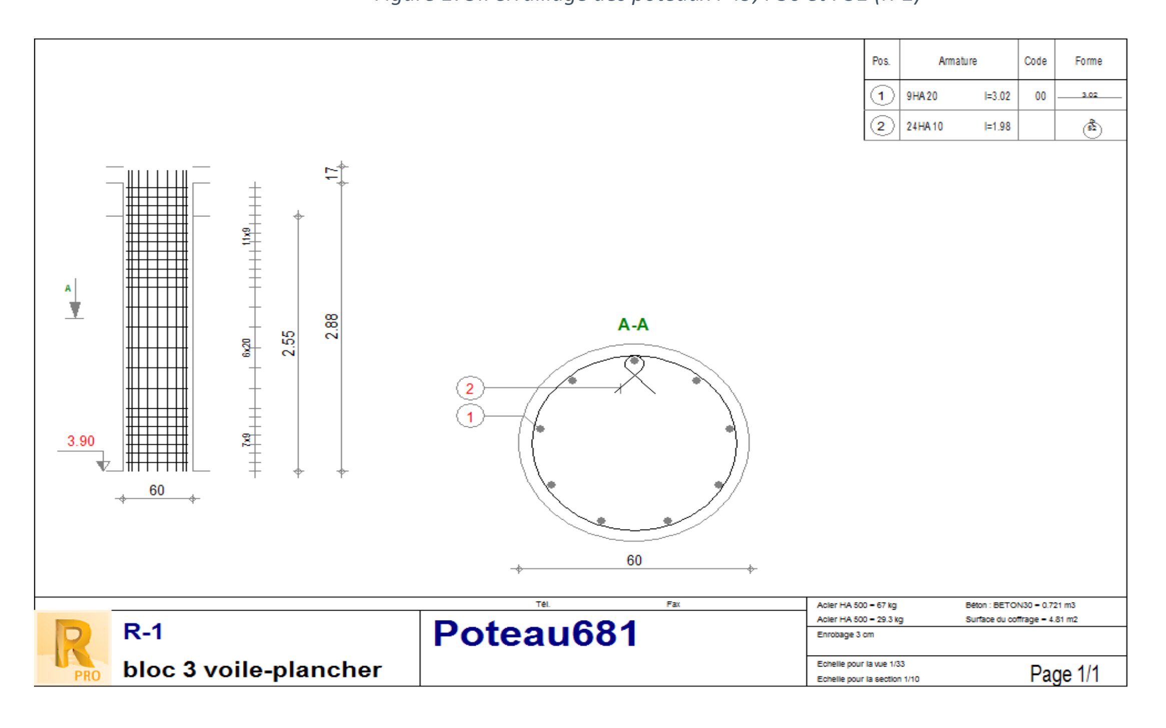


Figure 176:Ferraillage des poteaux P49, P50 et P51 (R-1)

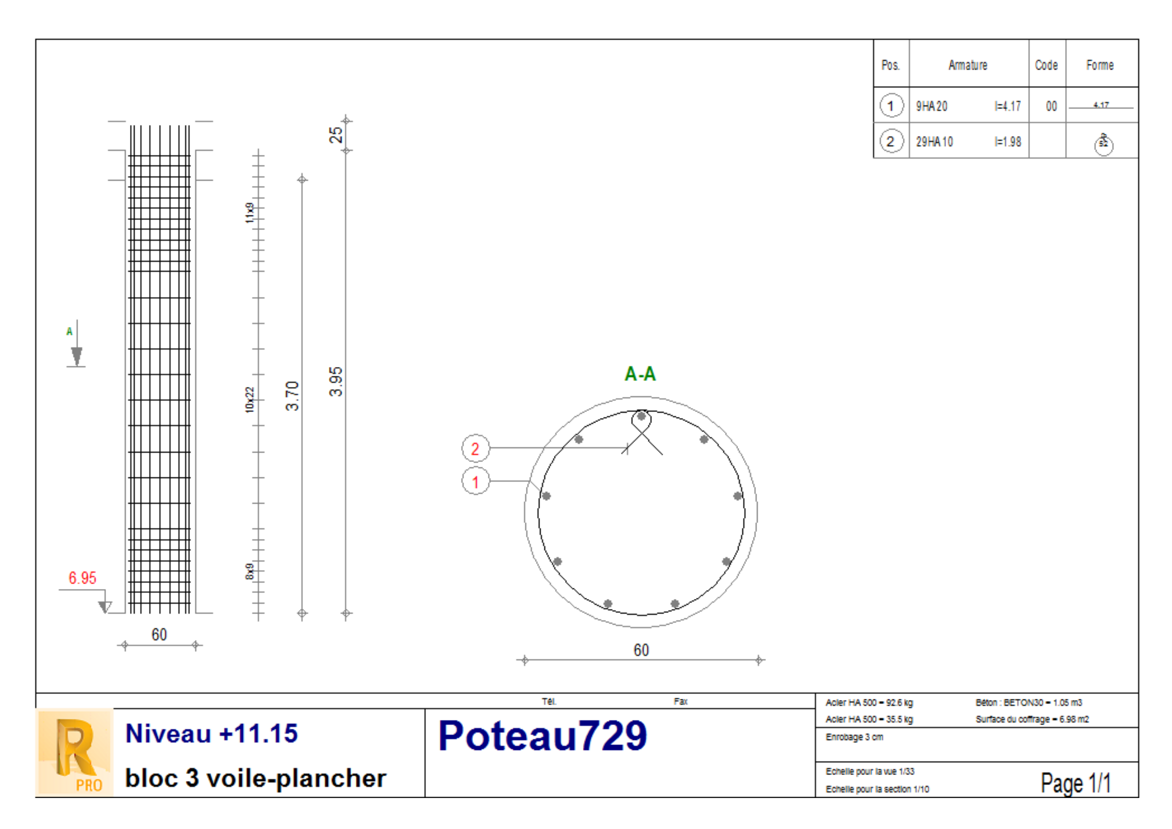


Figure 177:Ferraillage des poteaux P49, P50 et P51 (R-1)

Ferraillage du Poteau P58 :

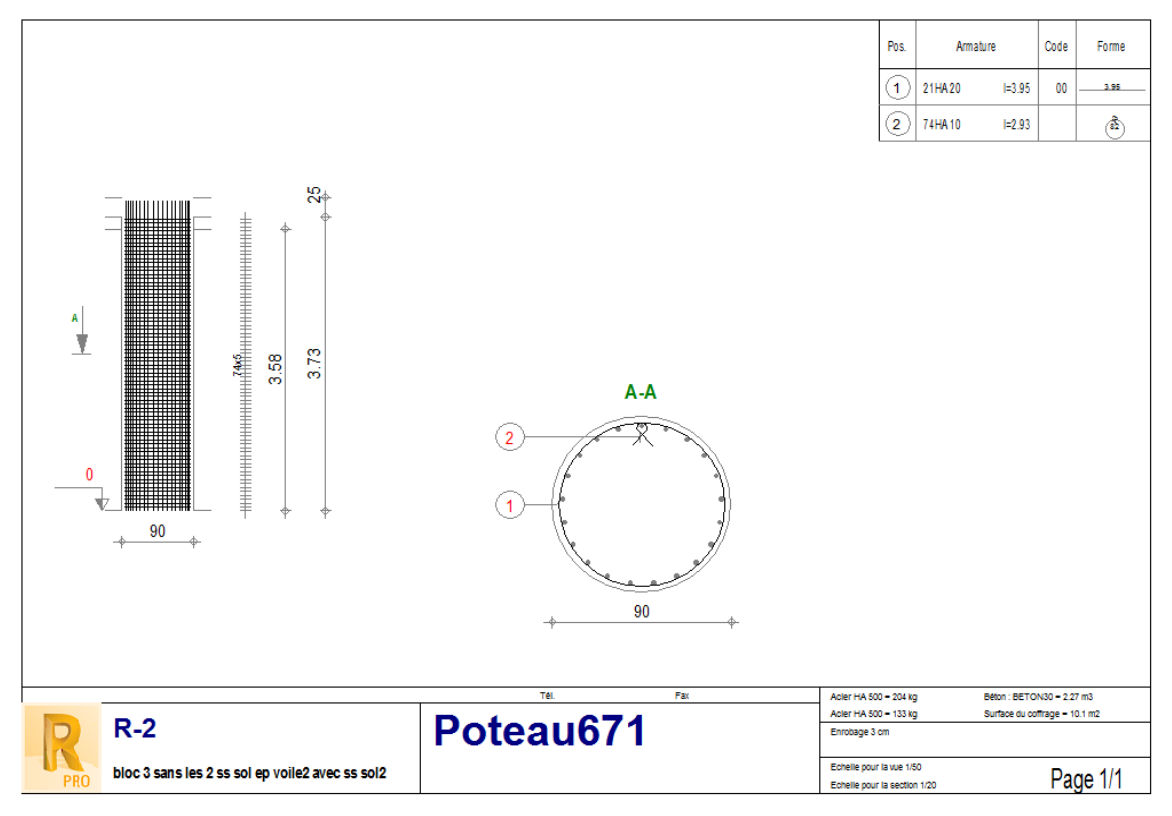


Figure 178: Ferraillage du poteau P58 (R-2)

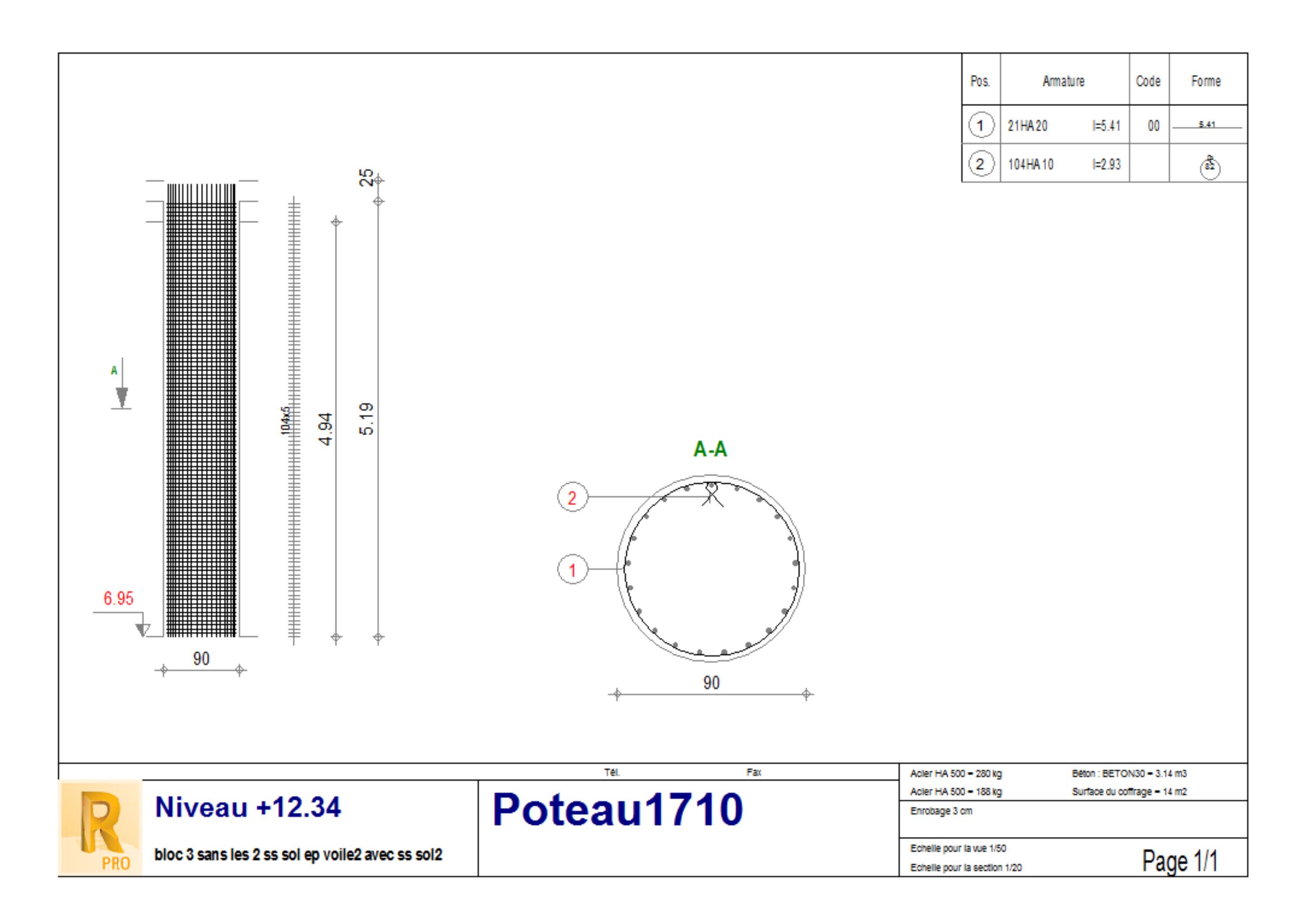
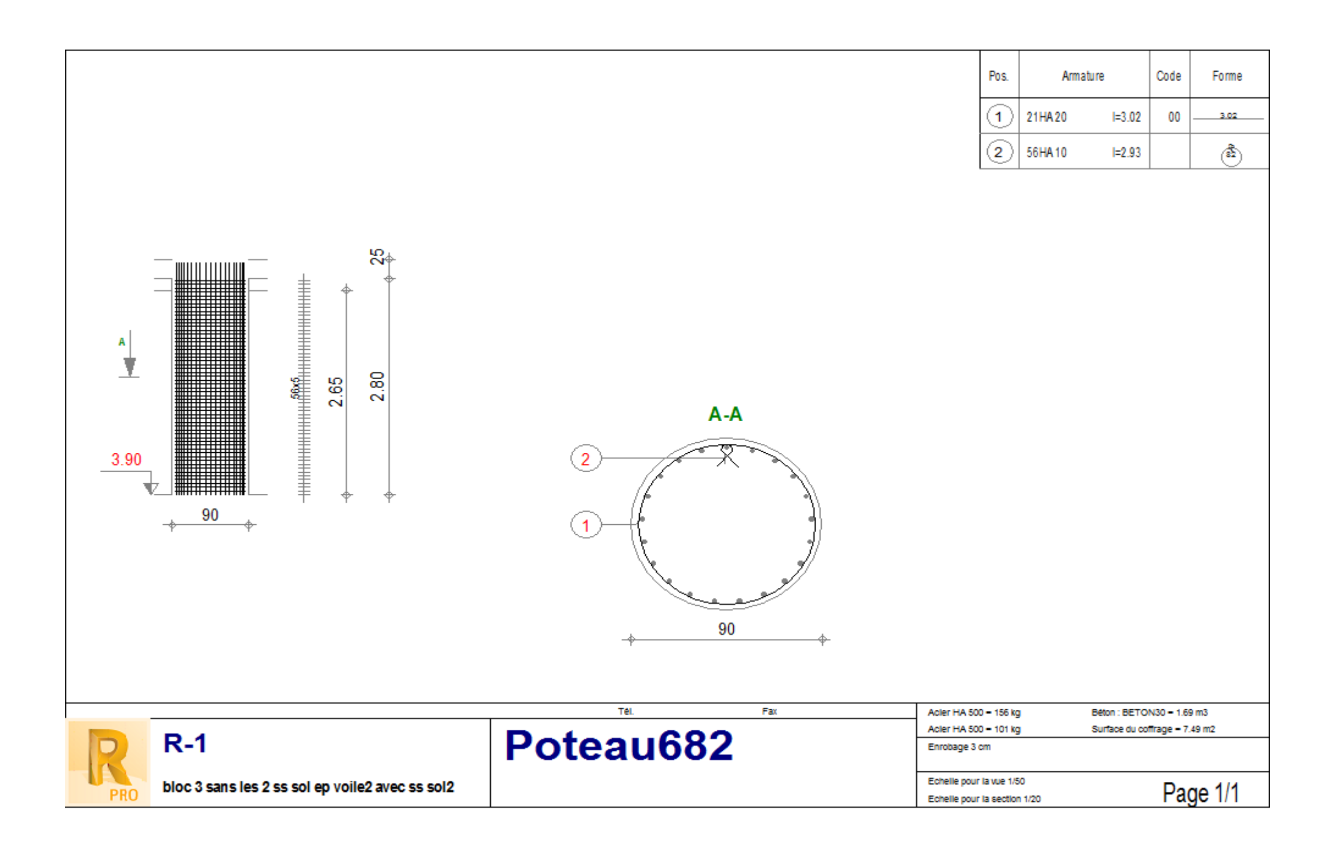


Figure 179: Ferraillage du poteau P58 (R-1)



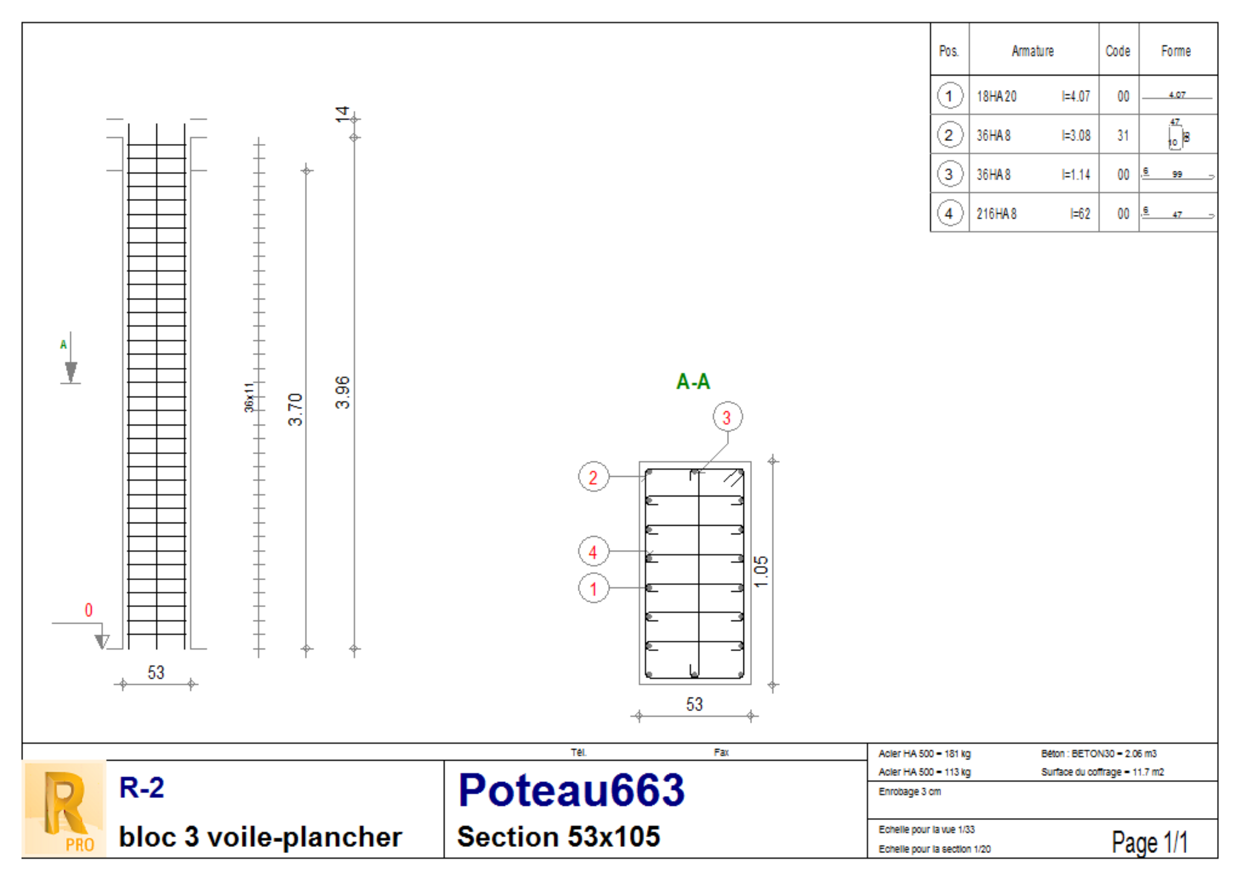


Figure 180:Ferraillage des Poteaux P60 et P61 (R-2)

Poteaux P60 et P61 (même ferraillage) :

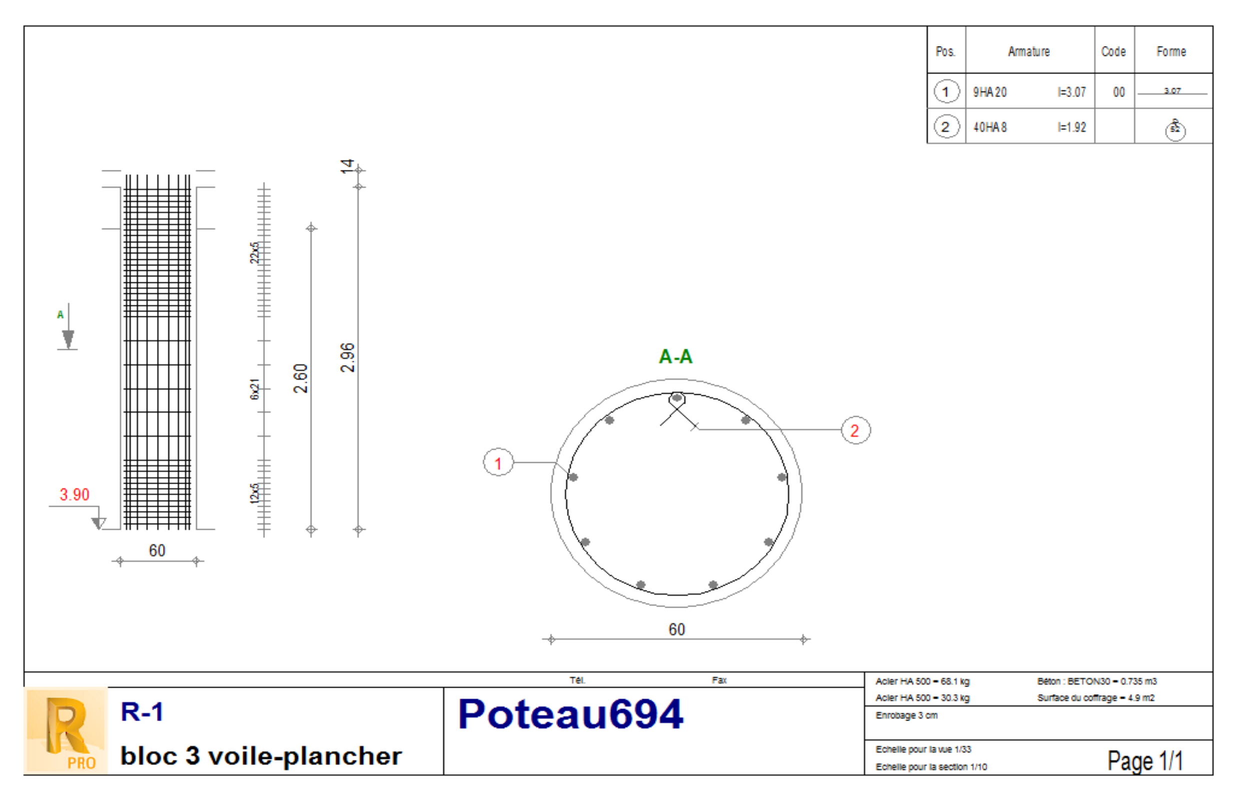


Figure 181:Ferraillage des Poteaux P60 et P61 (R-1 et RDC)

RÉFÉRENCES :

- Pr. S. Amgaad, Cours de Construction Métallique, 2016/2018
- Eurocode 3, calcul des structures en acier
- Eurocode 4, calcul des structures mixtes acier-béton
- http://www.freelem.com/eurocode/eurocode3/instabilite.htm
- RPS 2000 (version 2011), Règlement de construction parasismique du Maroc
- PS 92, règles de construction parasismique
- BAEL 91 (modifié 99),
- Béton armé, J.P.Mougin
- ARCELORMITTAL. Guide des systèmes planchers, édition n° 2. Juillet 2007
- Traité de Génie Civil (Volume 11) : Charpentes métalliques ; conception et dimensionnement des halls et bâtiments
- Manuel de calcul selon l’Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton (CTICM)